

配置 630 MPa 级高强钢筋的混凝土柱 抗震损伤指数模型修正

孙传智^{1,2}, 缪长青², 李爱群^{2,3}, 董勃², 乔燕¹, 朱方之¹

(1. 宿迁学院 建筑工程学院, 江苏 宿迁 223800; 2. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 210096;
3. 北京建筑大学 土木与交通工程学院, 北京 100044)

摘要: 为了验证各种 Park-Ang 损伤指数修正模型能否对 630 MPa 级超高强钢筋混凝土柱的地震损伤进行准确评估。在配置 630 MPa 级高强钢筋的混凝土柱拟静力试验现象和实测数据的基础上, 首先利用 6 种模型分别计算了 8 根典型试件的损伤指数, 并与试验实测损伤指数范围进行了对比, 分析了 6 种模型的适用性; 然后在试验实测数据的基础上, 对计算结果存在较大偏差的 4 种模型进行了参数拟合和模型修正。研究表明: Kunnath 模型、Chai 模型、修正的傅剑平模型、修正的王东升模型和修正的付国模型均能准确模拟 630 MPa 级高强钢筋柱的损伤指数发展规律, 而修正后的 Kumar 模型计算结果反而偏小, 效果较差。

关键词: 高强钢筋; 混凝土柱; 低周反复试验; 损伤指数; 模型修正

中图分类号: TU375

文献标志码: A

Correction for seismic damage index model of concrete column with 630 MPa high strength steel bar

SUN Chuazhi^{1,2}, MIAO Changqing², LI Aiqun^{2,3}, DONG Bo², QIAO Yan¹, ZHU Fangzhi¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Suqian College, Suqian 223800, China; 2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 3. School of Civil and Transportation Engineering Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

Abstract: In order to verify whether the various Park-Ang damage index correction models can accurately assess the seismic damage of concrete columns with 630 MPa high strength steel bar. Based on the phenomenon of quasi static test and the measured data of column with 630 MPa high strength steel bar the damage index of 8 typical specimens was calculated by using 6 models firstly, and the damage index was compared with the experimental range of damage index, and the applicability of 6 models was analyzed. Then the parameter fitting and model correction of the four models with large deviation in the calculation results were carried out based on the actual data. The results show that Kunnath model, Chai model, Fujianping model (modified), Wangdongsheng model (modified) and Fuguo model (modified) can accurately simulate the development of damage index of column with 630 MPa high strength steel bar, but the calculation results using the modified Kumar model are relatively small and the effect is poor.

收稿日期: 2019-03-20; 修订日期: 2019-06-12

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778135); 江苏省六大大人才高峰项目(2015-JZ-019); 江苏省第五期“333工程”培养资金项目(BRA2017273); 2017年宿迁市千名拔尖人才培养工程项目

Supported by: National Natural Science Foundation of China(51778135); Priority Academic Program Development of Jiangsu Higher Education Institutions(2015-JZ-019); Jiangsu Province Phase 5 "333 Project" Cultivation Fund Grant Project(BRA2017273); Suqian Thousands of Talent Project in 2017

作者简介: 孙传智(1976-),男,副教授,博士,主要从事工程结构抗震和大跨桥梁承载力评估研究. E-mail: schzh_xzh@163.com

Key words: high strength steel bar; concrete column; cyclic loading test; damage index; model correction

引言

工程结构承受地震往复作用,虽然在每次荷载作用下,动力响应达不到破坏极限,但是往复荷载作用使得材料性能会发生退化,导致结构破坏^[1]。结构的累积损伤研究更能综合反映结构的强度、刚度、耗能、变形和延性等性能,符合基于性能的抗震设计,对结构震后的震害评价、修复以及设计显得尤为重要。结构(构件)的损伤程度可用损伤指数 D 表示,对于损伤指数 D 的计算方法,国内外学者提出了不少模型,包括基于能量^[2]、变形^[3]、低周疲劳及其组合形式^[4-5]的评估模型。其中基于变形和能量的 Park-Ang 模型应用较广泛,该模型近似反映了首次超越破坏和塑性积累损伤,在地震工程领域得到了广泛应用。然而 Park-Ang 模型在计算损伤指数时存在一些缺陷^[6-8],应用 Park-Ang 模型计算损伤指数时,存在边界条件不够严谨的问题—弹性阶段的损伤指数 $D > 0$,接近破坏时的损伤指数 $D > 1$ 。针对 Park-Ang 模型的缺陷,各国学者提出了包括各种修正损伤模型^[9-13]。而修正模型能否对配置高强钢筋的混凝土柱的地震损伤进行准确评估仍需试验验证,模型的相关参数取为何值才能尽可能提高模型的准确性同样需要试验研究。

基于上述原因,本文在试验基础上,选取几种典型的修正 Park-Ang 损伤模型,用模型计算的损伤指数与根据试验现象评估的实测损伤指数范围进行对比,验证损伤指数模型用于配置高强钢筋的混凝土柱的地震损伤准确性。对其中误差较大的模型进行了参数拟合,最后将参数拟合后的模型计算结果与实测结果进行对比后证明了修正后模型的有效性。

1 试验概况

1.1 试件设计

本文设计了 14 根钢筋混凝土柱试件,编号为 Z1 ~ Z14。试件配筋参数如表 1 所示。本次试验混凝土有 C45 和 C60 两个标号,混凝土立方体试块与试件同时制作、同条件养护。C45 混凝土立方体抗压强度为 52.9 MPa,弹性模量 E_c 为 3.43×10^4 MPa, C60 混凝土相应参数值为 66.9 MPa 和 3.64×10^4 MPa。钢筋采用 630 MPa 级高强钢筋和 HRB400 钢筋两个牌号,表 1 中 C 代表 HRB400 钢筋, D 代表 630 MPa 级高强钢筋。钢筋静拉试验采用 1 000HDS 电子万能液压试验机,各试件均为延性断裂,具有明显颈缩现象,HRB400 钢筋伸长率平均值为 25.8%, 630 MPa 级高强钢筋伸长率平均值为 21.7%。HRB400 钢筋的屈服下限 f_y 为 453.44 MPa,弹性模量 E_s 为 190.34 GPa,极限强度 f_u 为 614.76 MPa, 630 MPa 级高强钢筋相应参数取值为 738.34 MPa, 219.08 GPa 和 928.50 MPa。

表 1 试件参数

Table 1 Parameters of specimen

编号	混凝土等级	轴力 N (kN)	剪跨比 λ	纵筋等级、根数和直径 A_s	纵筋配筋率 ρ (%)	箍筋等级、直径、间距和肢数 A_{sv}	箍筋配箍率 ρ_{sv} (%)
Z1	C45	201	4.93	4D14	0.985	C8@100(2)	1.100
Z2	C60	641	4.93	4D14	0.985	C8@100(2)	1.100
Z3	C45	502	4.93	4D14	0.985	C8@100(2)	1.100
Z4	C45	201	4.98	4C18	1.630	C8@100(2)	1.160
Z5	C45	502	4.98	4C18	1.630	C8@100(2)	1.160
Z6	C60	641	4.98	4C18	1.630	C8@100(2)	1.160
Z7	C45	201	4.93	4D14	0.985	D8@150(2)	0.736
Z8	C45	502	4.93	4D14	0.985	D8@150(2)	0.736
Z9	C60	641	4.93	4D14	0.985	D8@150(2)	0.736
Z10	C45	502	4.93	4D14	0.985	D8@100(2)	1.100
Z11	C60	641	4.93	4D14	0.985	D8@100(2)	1.100
Z12	C60	641	4.93	4D14	0.985	C8@50(2)	2.210
Z13	C60	641	4.93	4D14	0.985	D8@75(2)	1.470
Z14	C60	641	4.93	4D14	0.985	D8@50(2)	2.210

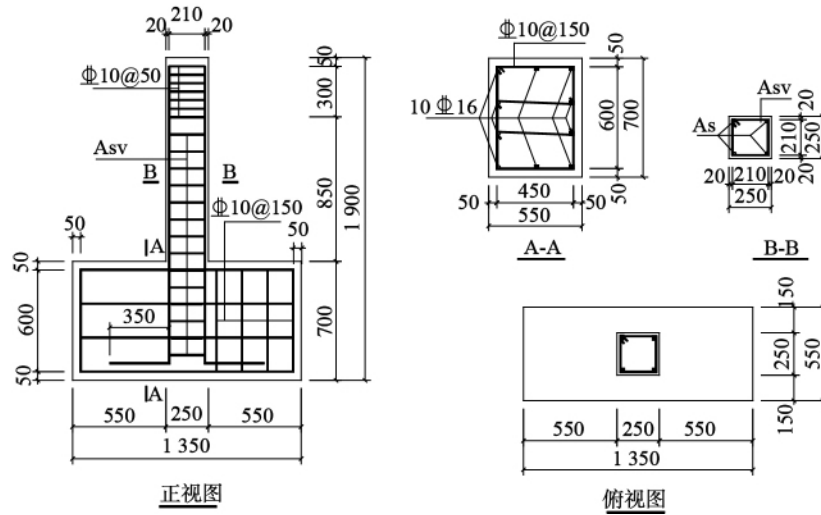


图 1 试件尺寸及配筋

Fig. 1 Size and reinforced bars of specimen

1.2 加载方案

(1) 加载装置

拟静力实验采用 1 000 kN 级 MTS 拟静力设备提供横向荷载、采用 1 000 kN 的千斤顶提供柱顶轴压力, 实验装置如图 2 所示,采用 DH3816 静态应变测试系统采集应变数据。

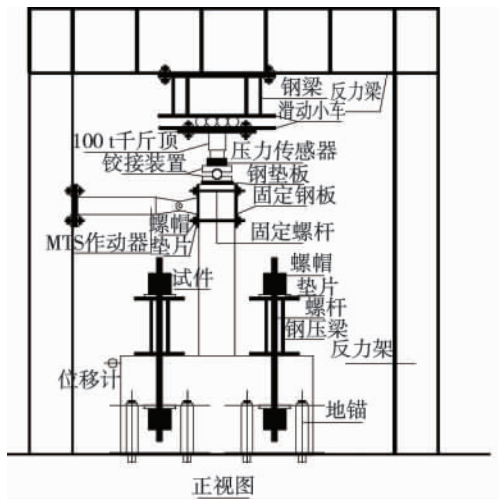


图 2 试验加载装置示意图
Fig. 2 Diagram of test loading

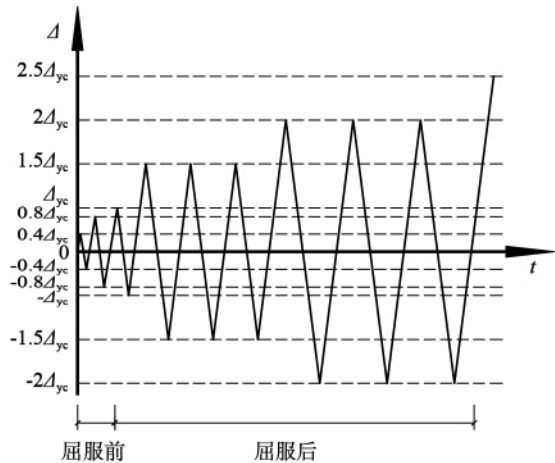


图 3 加载制度
Fig. 3 Loading system

(2) 加载制度

实验开始前,先用有限元程序 OpenSees 根据上文实测的材料力学性能模拟出各试件单调加载的骨架曲线,再按照能量等效法确定试件的计算屈服荷载 $P_{y,c}$ 和屈服位移 Δ 。试验横向力加载模式为位移控制加载,加载位移幅值为 0.4Δ 、 0.8Δ 、 Δ 、 1.5Δ 、 2Δ 、 2.5Δ 级每级循环 1 圈,之后每级循环 3 圈、每级位移幅值增量为 Δ ,如图 3 所示。如果某圈的极限荷载小于峰值荷载的 85%,表明试件承载力下降严重,试验结束。

1.3 试验结果

图 4 为部分试件最终破坏状态,总体来看,试件均为弯曲破坏。图 5 为部分试件荷载-位移滞回曲线,从图中可以看出,荷载-位移滞回曲线由于各试件配筋率、混凝土强度和轴压比等参数不同,相差较大。由于篇幅限制,本文对于各试件抗震性能指标不再进行详细分析。

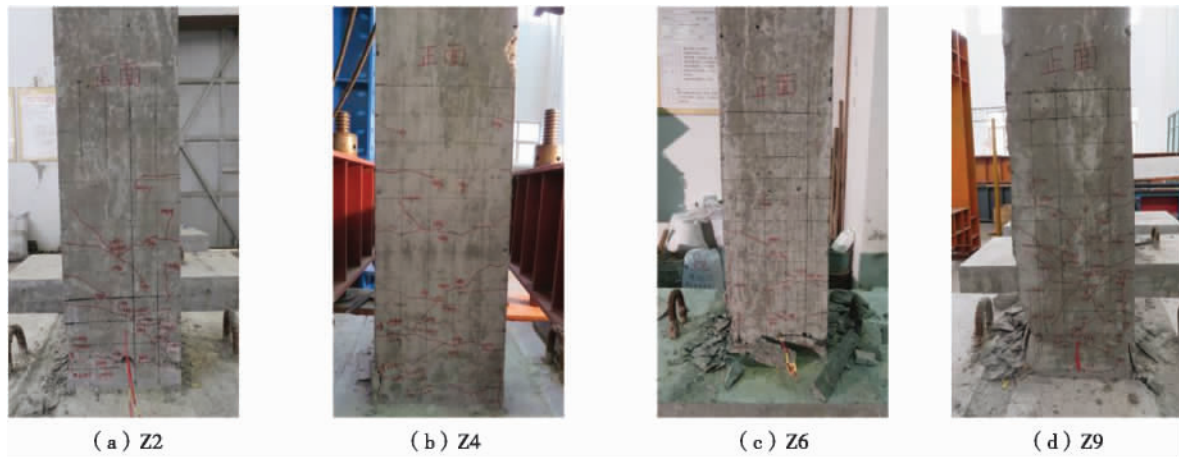


图4 部分试件破坏模式

Fig.4 Failure mode of partial specimen

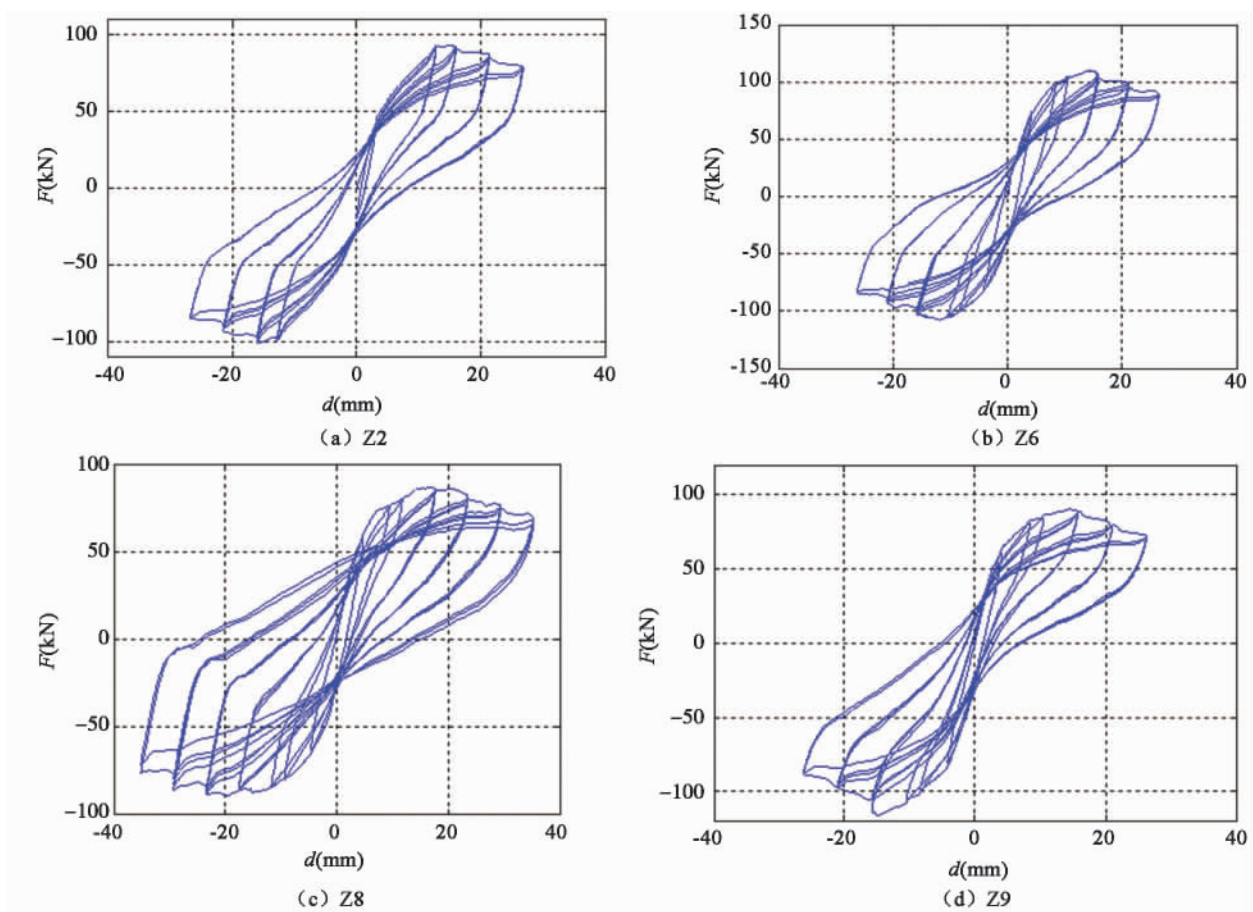


图5 部分试件荷载-位移滞回曲线

Fig.5 Load-displacement hysteresis curve of partial specimen

2 几种修正的 Park-Ang 模型

2.1 Kunnath 模型

应用 Park-Ang 模型计算损伤指数时,存在边界条件不够严谨的问题—弹性阶段的损伤指数 $D > 0$, 接近破坏时的损伤指数 $D > 1$ 。为了解决上述问题, Kunnath 首次将构件的屈服变形引入 Park-Ang 模型的变形项, 提出了 Kunnath 模型^[9], 如式(1)所示:

$$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{E_h}{F_y \cdot \delta_u} \quad (1)$$

式中, δ_m 为结构或构件在当前加载路径下经历的最大变形; δ_y 为结构或构件的屈服变形; δ_u 为单调加载时, 结构或构件的极限变形, 在大量试验的基础上, 文献 [5] 给出了反复加载与单调加载的极限变形之比为 0.62, 本文在计算损伤指数时, 将拟静力试验中得到的极限变形除以 0.62 得到单调加载的极限变形; E_h 为构件的累积滞回耗能; F_y 为构件屈服时的剪力; β 为 Park-Ang 模型中的耗能因子, 采用 Park 的建议^[5] 取为 $\beta = 0.05$ 。

2.2 Chai 模型

为了解决 Park-Ang 模型损伤指数可能大于 1 的缺陷, Chai 等^[8] 对模型的能量项进行了修正, 认为能量项需要减去单调加载下结构的塑性耗能。同时, Chai 用新的组合系数 β^* 代替了原模型中的耗能因子 β , Chai 模型^[10] 的形式如下:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta^* \frac{E_h - E_{hm}}{F_y \cdot \delta_u} \quad (2)$$

$$\beta^* = \frac{\mu_u \cdot \beta}{\mu_u + (1 - \mu_u) \cdot \beta} \quad (3)$$

式中, E_{hm} 为单调加载下结构的塑性耗能, 本文用 OpenSees 对试件进行单调加载模拟, 再通过数值积分得到各加载位移下的单调加载塑性耗能; β^* 为强度退化参数, 用式 (3) 计算; μ_u 为单调加载下结构的位移延性系数, 对拟静力试验的位移延性系数除以 0.62 得到; 其余变量的含义同上。

2.3 Kumar 模型

Park-Ang 模型通过计算最大位移与单调加载下极限位移的比来考虑首次超越破坏对损伤指数的贡献。1996 年, Kumar 等^[11] 认为加载位移幅值超过当前最大加载位移的循环都应体现在损伤模型的位移项中。在此基础上, Kumar 提出了一种考虑了加载路径的修正 Park-Ang 模型, 并在试验的基础上给出了参数 c 和 β 的建议值, 模型的形式如式 (4) 所示:

$$D = (1 - \beta) \sum_{j=1}^{N_1} \left(\frac{\delta_{m,j} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^c + \beta \sum_{i=1}^N \left(\frac{E_i}{F_y (\delta_u - \delta_y)} \right)^c \quad (4)$$

式中, $\delta_{m,j}$ 为加载历程中出现过的最大变形; E_i 为第 i 个半循环的塑性滞回耗能; N_1 为加载历史中出现过最大变形的半循环的数量; N 为所有半循环的数量; β 和 c 均为拟合参数, Kumar 建议分别取为 0.11 和 1.0; 其余变量的含义同上。

2.4 傅剑平模型

2005 年, 傅剑平等^[6] 在大量试验数据的基础上, 发现 Park-Ang 模型的位移项和能量项占总损伤指数的比例随位移延性变化的趋势与试验结果不符, 建议在不改变 Park-Ang 模型架构的前提下, 添加指数形式的调节项来修正模型, 提出了新的修正形式, 如式 (5) 所示:

$$D = e^{(a \cdot \mu + b)} \frac{\delta_m}{\delta_u} + e^{(c \cdot \mu + d)} \frac{\beta \cdot E_h}{F_y \cdot \delta_u} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (6)$$

式中, μ 为位移延性系数, 用式 (6) 计算; a 、 b 、 c 、 d 均为拟合参数, 分别取为 0.13、-0.39、-0.8 和 3.55; β 为 Park-Ang 模型中的耗能因子, 取为 $\beta = 0.05$; 其余变量的含义同上。

2.5 王东升模型

王东升等^[12] 将 Park-Ang 模型计算的规格化滞回耗能随规格化位移延性系数增长的变化曲线与 Kunath^[9]、刘伯权^[14] 试验的实际结果进行了对比, 指出 Park-Ang 模型在中小位移幅值下低估了构件的滞回耗能能力, 对损伤指数的准确性造成了较大影响。王东升提出的改进模型形式如式 (7) 所示:

$$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{\sum \beta_i \cdot E_i}{F_y \cdot (\delta_u - \delta_y)} \quad (7)$$

$$B_i = \begin{cases} \gamma_E & \mu_i \leq \mu_0 \\ \gamma_E + \frac{\mu_i - \mu_0}{\mu_u - \mu_0} (1.0 - \gamma_E) & \mu_i > \mu_0 \end{cases} \quad (8)$$

式中, β 为 Park-Ang 模型中的耗能因子, 取为 $\beta = 0.05$; β_i 为第 i 个滞回环的能量项加权因子, 由式(8) 计算; E_i 为第 i 个滞回环的塑性滞回耗能; γ_E 为能量等效系数, 可取为 $\gamma_E = 0.1$; μ_i 为构件当前的最大位移对应的位移延性系数; μ_0 为临界位移延性系数, 可取 2 ~ 3, 本文取 $\mu_0 = 2.5$; 其余变量的含义同上。

2.6 付国模型

2013 年, 付国等^[13] 认为 Park-Ang 模型将所有循环的耗能均计入能量项而不区分输入能量是否引起结构破坏的处理方式在加载位移很小时夸大了结构损伤, 建议在耗能项前引入有效耗能因子 e_i , 从而将滞回耗能区分成有效耗能和无效耗能, 模型的形式如式(9) 所示:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\sum \varepsilon_i \cdot E_i}{F_y \cdot \delta_u} \quad (9)$$

$$e_i = \frac{\delta_y}{\delta_{m,i}} \log_{\delta_y} \left(\frac{\delta_{m,i}}{\delta_y} \right) \quad (10)$$

式中, e_i 为第 i 个循环的有效耗能因子, 用式(10) 计算; E_i 为第 i 个滞回环的塑性滞回耗能; $\delta_{m,i}$ 为第 i 个循环的位移加载幅值; 其余变量的含义同上。

3 几种修正的 Park-Ang 模型适用性分析

3.1 损伤指数实测值和计算值

损伤模型研究的首要工作就是确定损伤程度和损伤指数的对应关系。在基于性能的抗震设计中, 根据计算的损伤指数 D 可以确定结构是否满足性能目标要求, 并对结构的损伤程度有直观的了解。在试验验证损伤模型准确性时, 根据试件的损伤程度和破坏现象可以确定损伤指数的实测结果, 从而将损伤模型的计算结果与实际的损伤指数对比, 判断模型的适用性。准确地将损伤程度和损伤指数对应起来, 需要大量的试验检验, 参考相关文献 [10, 14 - 16] 的建议, 将震后结构的损伤程度按由轻到重分成“基本完好”、“轻微破坏”、“中等破坏”、“严重破坏”和“基本倒塌”等 5 个等级, 并给出了损伤程度、试验现象、损伤指数取值范围之间的对应关系(为了便于叙述, 对各损伤程度对应的试验现象进行了编号, 下文直接用代号表述相应的试验现象), 如表 2 所示。

表 2 损伤程度、损伤指数及试验现象的对应关系

Table 2 Relationship between damage degree, damage index and test phenomenon

损伤程度	描述	试验现象(代号)	损伤指数范围
基本完好	结构功能完整, 无明显破坏	完好, 无可见裂缝(A1); 出现少量细微裂缝(A2);	$0 \leq D < 0.1$
轻微破坏	裂缝较普遍, 需要稍微维修	保护层轻微开裂(B1); 裂缝宽度 0.1 ~ 0.5 mm(B2); 柱脚出现水平贯通裂缝(B3); 细小裂缝较普遍(B4);	$0.1 \leq D < 0.3$
中等破坏	结构破坏, 需要大量修复	出现水平贯通裂缝, 试件严重开裂(C1); 出现斜裂缝和竖向裂缝(C2); 裂缝最宽达 1 ~ 2 mm(C3); 保护层严重开裂、起皮(C4); 裂缝卸载后均不可见(C5);	$0.3 \leq D < 0.45$
严重破坏	破坏无法修复, 但没有倒塌	混凝土压碎、剥落(D1); 纵筋压屈并外露(D2); 裂缝宽度达 2 ~ 3 mm, 且多处贯通(D3); 裂缝卸载后仍可见(D4);	$0.45 \leq D < 0.8$
基本倒塌	倒塌	倾斜、倒塌(E)	$0.8 \leq D \leq 1.0$

本次试验从安全的角度出发, 以试件的水平承载力下降到峰值荷载的 85% 作为试验终止的条件, 构件

在试验终止时虽然并未倒塌,但水平承载力严重下降、部分试件塑性铰区混凝土严重压碎、柱顶位移超过柱高的 1/32,可以认为试件在试验终止时处在随时可能发生倒塌的状态下,因此将试件在最后一级加载幅值下的两个循环的损伤程度定为“基本倒塌”是合理的。

为了验证损伤模型的准确性,根据混凝土强度、钢筋强度和箍筋约束等级,选取试件 Z3、Z4、Z5、Z6、Z8、Z9、Z12 和 Z13(其中,试件 Z4 和 Z5 采用普通混凝土和普通钢筋,试件 Z3 和 Z8 采用普通混凝土和高强钢筋,试件 Z6 采用高强混凝土和普通钢筋,试件 Z9 采用高强混凝土和高强钢筋,试件 Z12 和 Z13 为高强箍筋约束高强混凝土柱),记录各加载循环的试验现象、实测损伤指数范围。试件 Z3 的损伤指数实测值与各损伤模型计算值如表 3 所示。在根据试验现象确定损伤指数范围时,存在不同损伤程度对应的试验现象混合出现的情况,本文的处理方法是先确定损伤程度等级,再根据实际情况适当调整损伤指数的上下限,如试验现象代号为 B2~B4、C1、C2,轻微破坏对应的现象出现了 3 条,中等破坏对应的现象出现了 2 条,因此损伤指数应在轻微破坏对应的范围 0.1~0.3 的基础上适当增加;考虑到还出现了 2 条中等破坏对应的现象,将上下限均提高 0.06;最终确定的损伤指数范围为 0.16~0.36。

表 3 试件 Z3 的损伤指数实测值与各损伤模型计算值

Table 3 Measured damage Index and calculated value using different damage model of Z3

循环个数	加载幅值 (mm)	试验现象代号	实测损伤指数	Kunnath 模型	Chai 模型	Kumar 模型	傅剑平模型	王东升模型	付国模型
1	4.84	A2	0~0.10	0.004	0.109	0.011	0.164	0.000	0.109
2	9.67	B2、B3	0.10~0.20	0.086	0.217	0.166	0.351	0.069	0.245
3	12.09	B2~B4、C1、C2	0.16~0.36	0.164	0.279	0.442	0.479	0.132	0.344
4	18.14	C1~C4、D3	0.3875~0.5375	0.349	0.424	1.033	0.617	0.288	0.577
5	18.14	C1~C4、D3	0.3875~0.5375	0.369	0.445	1.612	0.705	0.291	0.656
6	18.14	C1~C4、D3	0.3875~0.5375	0.388	0.465	2.189	0.787	0.294	0.731
7	24.18	D3、D4	0.45~0.625	0.582	0.620	3.089	0.850	0.459	0.996
8	24.18	D1、D3、D4	0.45~0.7125	0.612	0.651	3.981	0.917	0.471	1.114
9	24.18	D1、D3、D4	0.45~0.7125	0.641	0.682	4.870	0.980	0.482	1.226
10	30.23	E	0.80~1.0	0.847	0.849	6.085	1.056	0.662	1.524
11	30.23	E	0.80~1.0	0.888	0.893	7.293	1.102	0.688	1.677

3.2 损伤模型适用性分析

为了对比 6 种修正的 Park-Ang 模型计算损伤指数的准确程度,根据损伤指数试验值及计算值,图 6 为部分试件 6 种模型的损伤指数 D 计算值及实测损伤指数范围随拟静力试验循环周数 T 增加的变化曲线。从图中可以发现:

(1) Kunnath 模型的准确性较高。损伤指数 D 随加载周数 T 增加的变化曲线与实测损伤指数变化曲线趋势相似,数值上也比较接近。试件 Z3、Z6、Z9 和 Z12 的模型计算值与实测值完全吻合;其余试件的计算结果在前 6~9 周内偏小,加载后期则与试验值吻合。最后一周的损伤指数除试件 Z5 外,均在 0.845~1.001 之间,符合破坏时损伤指数在 0.8~1.0 范围内的要求。因此,用 Kunnath 模型计算配置高强钢筋的混凝土柱的损伤指数准确性较好。

(2) Chai 模型的准确性较好。用 Chai 模型计算的损伤指数发展曲线呈阶梯型增长,与试验结果趋势相似;除个别加载周期外,大部分周期的计算结果均在实测损伤指数范围内。试件 Z3、Z4、Z5、Z9 和 Z12 的计算结果与实际范围完全吻合;试件 Z6、Z8 和 Z13 仅个别 3 个周期的计算结果稍有差异,其余与实际值完全相同。破坏时的损伤指数均在 0.820~1.005 之间,符合理论要求。因此,Chai 模型能够运用于配置高强钢筋的混凝土柱的损伤评估。

(3) Kumar 模型的计算结果明显偏大。Kumar 模型的损伤指数发展曲线,在前 4 个加载周期内与试验值相差不多,但之后损伤指数增长过快,远远大于实际范围。破坏时,Kumar 模型的计算结果均大于 5,最大的试件甚至超过了 10,远远超过理论值。因此,现有的 Kumar 模型评估高强钢筋柱的损伤指数准确性较差,需要进行参数修正。

(4) 傅剑平模型的计算结果偏大。傅剑平模型的损伤指数发展曲线“上凸型”,随着加载周期数增大,损伤指数增速逐渐放缓,这与实际损伤指数的变化趋势不符;采用傅剑平模型的计算结果明显偏大。试件 Z3、

Z5、Z6 和 Z8 各个加载周期的计算结果均比实际结果明显偏大; 试件 Z4、Z9、Z12 和 Z13 除个别周期的结果符合实测值外, 大部分周期的计算结果存在明显的误差。破坏时, 傅剑平模型的计算结果在 0.979 ~ 1.292 之间, 比理论值偏大。总之, 傅剑平模型需要进行参数修正来解决计算结果偏大的问题。

(5) 王东升模型的计算结果偏小。王东升模型的损伤指数发展曲线也呈阶梯型增长, 符合实测损伤指数的变化规律; 数值上, 王东升模型的结果偏小。除个别点外, 试件 Z3、Z4、Z5、Z8、Z12 和 Z13 的计算结果总体上偏小; 试件 Z6 和 Z9 的计算结果准确性稍好, 部分周期的结果偏小, 其余周期的结果与实际吻合。破坏时, 王东升模型的损伤指数在 0.558 ~ 0.737 之间, 明显小于 0.8 ~ 1.0 的理论范围。因此, 王东升模型的趋势符合实际, 但需要进行适当的参数修正来改善计算结果偏小的问题。

(6) 付国模型的计算结果偏大。付国模型的损伤指数发展曲线走向也呈阶梯型, 与实际损伤指数的发展趋势相符; 加载周数小于 5 时, 模型计算结果与实际符合, 加载后期, 模型的计算结果明显偏大。除试件 Z6 和 Z13 外, 付国模型的计算结果在周期数大于 5 时比实测结果偏大, 且随着加载周数增加, 偏大的幅度也随之增加; 试件 Z6 各个加载周期的计算结果均比实际值大。破坏时, 付国模型的损伤指数在 1.612 ~ 1.938 之间, 数据较理论结果明显偏大, 且离散性也较大。因此, 付国模型用于高强钢筋柱的损伤评估误差较大。

综上所述, 6 种修正的 Park-Ang 模型中: Kunnath 模型和 Chai 模型应用于评估配置高强钢筋的混凝土柱的损伤程度准确性较好; Kumar 模型、傅剑平模型和付国模型计算高强钢筋柱的损伤指数结果偏大; 王东升模型的损伤指数计算结果偏小。因此, 下文将在本次试验实测损伤指数的基础上, 对 Kumar 模型、傅剑平模型、付国模型和王东升模型进行适当的参数修正, 使修正后的上述 4 种模型计算结果符合高强钢筋柱的损伤发展规律。

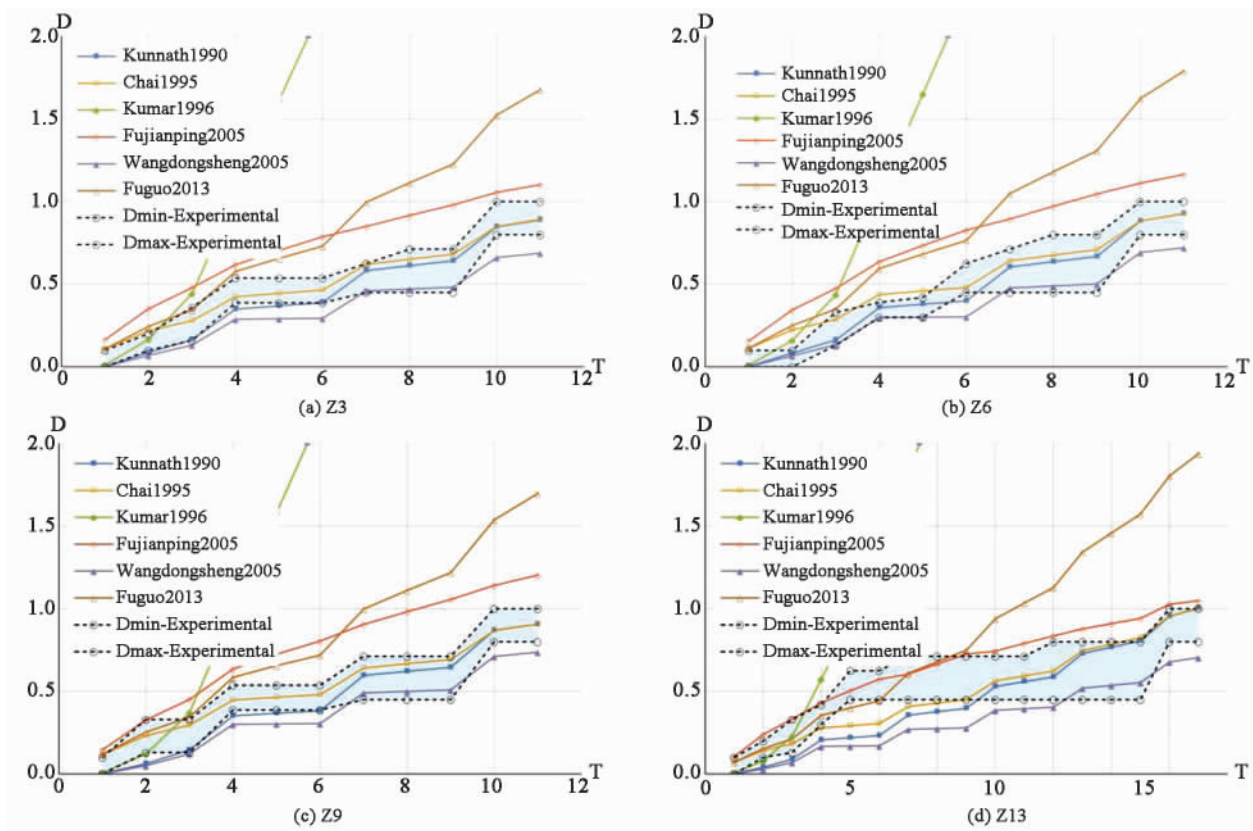


图6 部分试件损伤指数计算值与实测值对比

Fig. 6 Comparison between calculated value of damage index and measured value of partial specimen

4 损伤模型参数修正

针对 Kumar 模型、傅剑平模型、王东升模型和付国模型在计算高强钢筋柱损伤指数时出现的误差, 本文将在 12 根试件(去除了数据可能有问题的试件 Z1 和 Z14) 实测损伤指数基础上, 对上述 4 种修正的 Park-Ang 模型进行参数拟合, 提高模型预测配置高强钢筋的混凝土损伤程度的准确性。

在进行参数拟合时,仅仅根据某些加载周期结束时的实测损伤指数范围还不能进行参数的非线性拟合,必须得到特定时刻的损伤指数的具体数值。本文处理方式是假设最后一级加载幅值下的第二循环(即最后一个加载周期)结束后,试件恰好完全倒塌,即此时损伤指数 $D = 1.0$ 。之所以这样假设,主要原因如下:(1)最后一级加载幅值下,构件的承载力均下降到峰值荷载的 85% 以下,试件的破坏程度已经相当严重,且处于随时可能发生倒塌的状态,此时损伤指数应该很接近 1,假设此时损伤指数 $D = 1.0$ 不会导致过大的误差;(2)由上文实测损伤指数范围可知,最后一级加载幅值下损伤指数的范围均为 0.8 ~ 1.0,出于减少主观性的目的,没有在上述范围内指定一个具体数值。对于没有从其他循环指定具体损伤指数,也是为了减少主观性对拟合结果的影响;(3)考虑到最后一级加载幅值的第二循环结束后,试件的损伤应该比第一循环大一些,将第二循环结束后的损伤指数定为 1 较为合理;(4)做出以上假设后,最后一个周期的损伤指数稍稍偏大,据此拟合的模型计算结果比实际结果偏大,这有利于保证一定的安全度富余。

4.1 Kumar 模型

由上文可知,Kumar 模型的主要问题是损伤指数增长过快和破坏时的损伤指数过大。根据式(4),Kumar 模型的拟合参数为位移项和能量项前的参数组合系数 β 和指数 c 。将试件 Z2 ~ Z13 破坏时的相关参数及损伤指数带入 Kumar 模型,两个待定参数的拟合结果为 $\beta = 0.015, c = 3.775$ (原模型的取值为 $\beta = 0.11, c = 1.0$)。表 4 给出了参数拟合前后,Kumar 模型计算破坏时各试件损伤指数的对比结果。从表中可知,修正前的 Kumar 模型计算各试件破坏时的损伤指数平均值为 7.715,标准差为 1.279,变异系数为 16.58%;参数拟合后的 Kumar 模型计算各试件最后一个加载周期的损伤指数平均值为 0.959,标准差为 0.272,变异系数为 28.36%,除 Z5、Z9 和 Z11 外的试件损伤指数残差均低于 0.286。由以上数据可知,虽然修正后的 Kumar 模型的变异系数有所上升,破坏循环的损伤指数离散性稍有上升,但修正后的 Kumar 模型损伤指数有了大幅下降,破坏时的损伤指数收敛性也大幅提高,参数拟合对模型的计算结果起到了较大的改进作用。

表 4 Kumar 模型拟合效果

Table 4 Fitting effect of Kumar model

试件 编号	破坏时 Kumar 模型相关参数取值					实测损 伤指数 D	拟合效果对比		
	δ_y (mm)	δ_u (mm)	F_y (kN)	δ_m (mm)	E_h (kN·mm)		修正前损伤 指数 D_o	修正后损 伤指数 D_m	修正后损伤 指数残差
Z2	5.86	41.81	85.10	26.78	15 566	1.000	6.834	0.835	0.165
Z3	7.00	44.62	75.42	30.23	18 231	1.000	7.293	1.058	-0.058
Z4	7.42	60.45	56.10	35.49	21 395	1.000	7.801	0.714	0.286
Z5	7.85	43.42	76.96	26.98	16 669	1.000	6.084	0.611	0.389
Z6	6.29	37.52	92.60	26.43	19 567	1.000	7.583	1.242	-0.242
Z7	9.05	76.72	49.87	46.27	29 623	1.000	9.613	0.937	0.063
Z8	8.24	54.33	75.06	35.22	27 472	1.000	8.435	1.014	-0.014
Z9	6.95	35.36	86.34	26.33	13 712	1.000	7.678	1.461	-0.461
Z10	8.39	59.98	67.19	35.94	24 254	1.000	7.672	0.717	0.283
Z11	9.42	40.76	79.81	26.63	11 698	1.000	5.681	0.598	0.402
Z12	6.22	46.53	78.40	31.44	24 827	1.000	7.721	1.204	-0.204
Z13	6.94	60.38	80.50	37.63	41 508	1.000	10.183	1.115	-0.115

4.2 傅剑平模型

由上文模型比较可知,傅剑平模型的主要问题是计算结果偏大和破坏时的损伤指数收敛性不佳。根据式(5),傅剑平模型的拟合参数为位移项和能量项前的参数 a, b, c, d 以及能量项系数 β 。将试件 Z2 ~ Z13 破坏时的相关参数及损伤指数带入傅剑平模型,5 个待定参数的拟合结果分别为 $a = 0.169, b = -0.616, c = -0.640, d = 2.364, \beta = 0.067$ (原模型的参数取值分别为 $a = 0.13, b = -0.39, c = -0.8, d = 3.55, \beta = 0.05$)。通过对比傅剑平模型计算破坏时各试件损伤指数计算结果,修正前傅剑平模型在各试件破坏时的损伤指数平均值为 1.107,标准差为 0.098,变异系数为 8.85%;参数拟合后的傅剑平模型计算各试件最后一个加载周期的损伤指数平均值为 0.998,标准差为 0.048,变异系数为 4.81%,各试件的损伤指数残差均低于 0.082。因此,修正后的傅剑平模型损伤指数有了一定程度的降低,缓解了原模型夸大损伤程度的缺陷,且计算结果的离散性有了大幅下降,模型的可靠性得到提高。

4.3 王东升模型

由上文比较可知,王东升模型的主要问题是计算结果偏小。根据式(7),王东升模型的拟合参数为耗能因子 β 和能量等效系数 γ_E 。将试件 Z2 ~ Z13 破坏时的相关参数及损伤指数带入王东升模型,两个待定参数的拟合结果分别为 $\beta=0.069$, $\gamma_E=0.843$ (原模型的参数取值分别为 $\beta=0.05$, $\gamma_E=0.1$)。通过对比王东升模型计算破坏时各试件损伤指数的结果可知,修正前王东升模型在各试件破坏时的损伤指数平均值为0.659,标准差为0.062,变异系数为9.41%;参数拟合后的王东升模型计算各试件最后一个加载周期的损伤指数平均值为0.963,标准差为0.098,变异系数为10.18%;除了试件 Z11 外,各试件的损伤指数残差均低于0.15。虽然参数拟合后的模型计算结果的离散性稍有增大,但修正后的王东升模型损伤指数有了明显的增大,破坏时的损伤指数更加接近理论值,有效缓解了原模型对实际损伤估计不足的缺陷。

4.4 付国模型

由上文比较可知,付国模型的主要问题是加载后期的损伤指数偏大。付国模型式(9)并不包含拟合参数,为了对付国模型进行修正,考虑在有效耗能因子 e_i 前增加一个系数 α ,如式(10)所示,式中变量含义同上文。

$$e_i = \alpha \cdot \frac{\delta_y}{\delta_{m,i}} \log_{\delta_y} \left(\frac{\delta_{m,i}}{\delta_y} \right) \quad (11)$$

将试件 Z2 ~ Z13 破坏时的相关参数及损伤指数带入付国模型,待定参数 α 的拟合结果为 $\alpha=0.330$ 。通过对比付国模型计算破坏时各试件损伤指数的结果可知,修正前付国模型在各试件破坏时的损伤指数平均值为1.695,标准差为0.164,变异系数为9.68%;参数拟合后的付国模型计算各试件最后一个加载周期的损伤指数平均值为0.993,标准差为0.064,变异系数为6.45%;各试件的损伤指数残差均低于0.11。以上数据表明,添加参数 α 后的付国模型计算结果显著下降,破坏时的损伤指数与理论值很接近,且计算结果的离散性也有明显下降。用拟合参数对模型进行修正后,有效解决了付国模型在加载后期夸大了实际损伤的问题。

4.5 参数修正后的损伤指数发展曲线

在实测损伤指数基础上,上文分别对 Kumar 模型、傅剑平模型、王东升模型和付国模型进行了参数拟合,并给出了各拟合参数的取值。误差分析表明,用参数修正后的上述4种模型计算临近破坏时的损伤指数的准确性比原模型有明显提高。然而,根据破坏时的损伤指数拟合得到的参数值,只能保证临近破坏的那几个循环计算结果的准确性,至于其他循环的计算效果如何并不能保证。则用参数修正后的上述4种模型计算整个加载过程的损伤指数变化曲线,并与参数修正前的计算结果及试验实测损伤指数范围进行比较,进一步验证修正后的4种模型评估高强钢筋柱损伤指数的适用性。

以试件 Z3、Z4、Z5、Z6、Z8、Z9、Z12 和 Z13 为例,图7给出了4种模型在参数拟合前和参数拟合后的损伤指数变化曲线对比图。从图中可以看出:

(1) Kumar 模型的修正结果并不理想。对参数 β 和 c 进行修正后,虽然破坏时的损伤指数下降到1.0附近、各加载周期的计算值也比原模型大幅下降,但大部分周期的计算结果反而比实测值偏小。Kumar 模型建立在钢构件的常幅低周反复试验基础上,参数修正后的结果表明:该模型的损伤指数发展的趋势与实际结果相差较大,参数修正后的 Kumar 模型仍不能准确评估高强钢筋柱的损伤程度。

(2) 修正后的傅剑平模型准确性较好。傅剑平模型的主要问题是夸大了试件的损伤,参数拟合后的傅剑平模型损伤指数计算值明显减小,损伤指数发展曲线的趋势和各加载周期的损伤指数均与实测结果一致。总之,修正后的傅剑平模型能够准确地评估低周反复试验中高强钢筋柱的损伤发展。

(3) 修正后的王东升模型准确性明显提高。王东升模型低估了试件的损伤,大部分周期的损伤指数比实测值偏小。修正后的王东升模型的模拟效果有显著改善:试件 Z3 和 Z6 的结果与实测范围完全吻合;试件 Z5、Z8、Z9 和 Z12,除个别2~4个加载周期的损伤指数稍小外,其余大部分计算结果均在实测范围内;试件 Z4 加载初期的6周、试件 Z13 加载初期的9周和最后3周的计算结果虽有些许偏差,但误差较原模型有明显缩小。总体上,修正后的王东升模型改善了原模型计算结果偏小的缺陷,对高强钢筋柱的损伤评估有较高的准确性。

(4) 修正后的付国模型准确性很好。付国模型的主要问题是损伤指数增长过快,加载后期的计算结果偏大。修正后的付国模型解决了上述问题,取得了良好的模拟效果:试件 Z3、Z4、Z5、Z8 和 Z12 的结果与实测范围完全吻合;除个别周期稍有偏差外,试件 Z6、Z9 和 Z13 的大部分周期的计算结果符合实测值。因此,

修正后的付国模型能够用于评估高强钢筋柱的损伤指数。

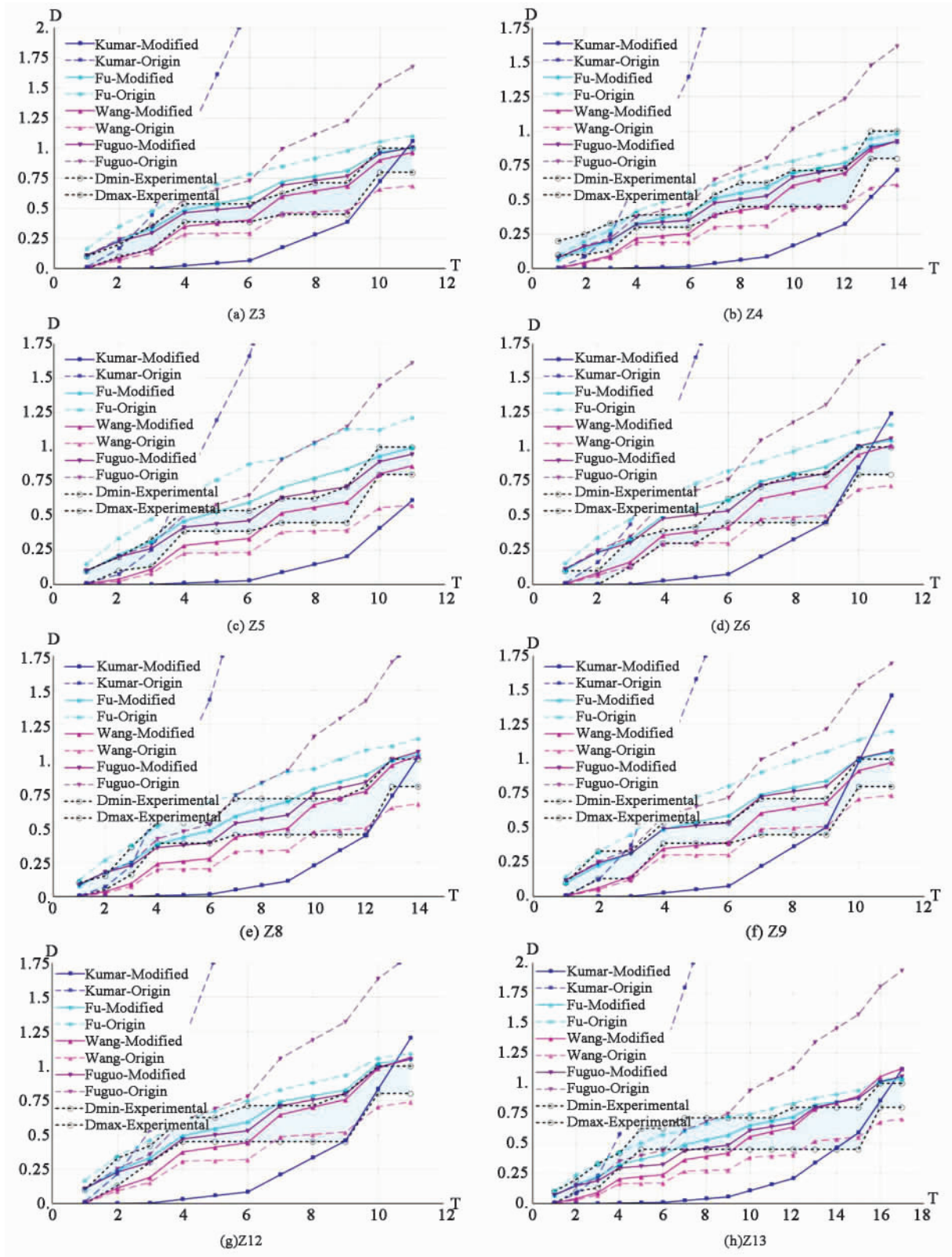


图 7 参数修正后部分试件损伤指数对比

Fig. 7 Damage index of partial specimen after parameter correction

5 结语

本文在试验实测损伤指数范围的基础上,首先对 6 种典型的修正 Park-Ang 模型评估高强钢筋柱损伤程度的准确性进行了对比; 然后对偏差较大的模型进行了参数拟合和模型改进; 最后将修正后的模型计算结果

与实测值对比,验证了修正模型的准确性。本文的主要结论有:

(1) 各种修正的 Park-Ang 模型评 630 MPa 级高强钢筋柱损伤程度的准确性有很大差异: Kunnath 模型和 Chai 模型损伤指数发展曲线的走势及各周期的计算结果与实际值较吻合,具有较高的准确性; Kumar 模型和付国模型均高估了构件的损伤,损伤指数的增长速度过快,加载中后期的计算结果明显过大;傅剑平模型同样高估了构件损伤,破坏时的损伤指数计算结果明显偏大;王东升模型则低估了试件的损伤,计算值较实际结果偏小。

(2) 误差较大的 Kumar 模型、傅剑平模型、王东升模型和付国模型的参数修正结果表明,参数拟合后的模型计算临近破坏时的损伤指数准确性较原模型有明显提高;修正后的模型对整个加载周期损伤指数的计算结果有所不同:修正后的 Kumar 模型计算结果反而偏小,修正后的傅剑平模型、王东升模型和付国模型准确性较好。

(3) Kunnath 模型、Chai 模型、修正的傅剑平模型、修正的王东升模型和修正的付国模型均能准确模拟 630MPa 级高强钢筋柱的损伤指数发展规律,将上述 5 个模型用于评估配置 630MPa 级高强钢筋的混凝土柱的震后损伤具有较高的准确性。

参考文献:

- [1] 李军旗,赵世春. 钢筋混凝土构件损伤模型[J]. 兰州铁道学院学报,2000,19(3): 25-27.
LI Junqi,ZHAO Shichun. Damage model of reinforced concrete member[J]. Journal of Lanzhou Railway University, 2000, 19(3): 25-27. (in Chinese)
- [2] Gosain N K, Brown R H, Jirsa J O. Shear requirements for load reversals on RC members[J]. Journal of the Structural Division, 1977,103(7): 1461-1475.
- [3] Banon H, Biggs J M, Irvine H M. Seismic damage in reinforced concrete frames[J]. Journal of the Structural Division, 1981,107: 1713-1729.
- [4] Chung Y S, Meyer C, Shinozuka M. Modeling of concrete damage[J]. Aci Structural Journal, 1989,86(3): 259-271.
- [5] Park Y J, Ang H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985,111(4): 722-739.
- [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 Dynamics,2005,25(5): 73-79. (in Chinese)
- [7] 牛获涛,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): 56-60.
NIU Ditao, REN Lijie. A modified seismic damage model with double variables for reinforced Concrete structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics,1996, 16(4): 56-60. (in Chinese)
- [8] 沈祖炎,董宝,曹文衍. 结构损伤累积分析的研究现状和存在的问题[J]. 同济大学学报:自然科学版,1997, 25(2): 135-140.
SHEN Zuyan, DONG Bao, CAO Wenxian. Development and evaluation of research on damage cumulation analysis for building structures [J]. Journal of Tongji University,1997, 25(2): 135-140. (in Chinese)
- [9] Kunnath S K, Reinhorn A M, Abel J F. A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings[J]. Computers & Structures, 1990,41(1): 157-173.
- [10] 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.
- [11] Usami T, Kumar S. Damage evaluation in steel box columns by cyclic loading tests[J]. Journal of Structural Engineering, 1996,122(6): 635-642.
- [12] 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)
- [13] 付国,刘伯权,邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. 工程力学,2013,30(7): 84-90.
FU Guo, LIU Boquan, XING Guohua. The research and calculation on modified Park-ang double parameter seismic damage model based on energy dissipation [J]. Engineering Mechanics,2013,30(7): 84-90. (in Chinese)
- [14] Ang H S. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings[J]. Journal of Structural Engineering, 1987,111(4): 740-757.
- [15] Hose Y, Silva P, Seible F. Development of a performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads[J]. Earthquake Spectra, 2000,16(2): 413-442.
- [16] STONE W C, TAYLOR A W. Seismic performance of circular bridge columns designed in accordance with AASHTO/CALTRANS standards[R]. Gaithersburg: National Institute of Standards and Technology, 1993.