
Comparison of Damage Models of Reinforced Concrete Columns and Research on Improved Stiffness Model

Liu Baichuan*, Hu Weibing

Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, China

Email address:

liubc@xauat.edu.cn (Liu Baichuan), wbh8008@Sohu.com (Hu Weibing)

*Corresponding author

To cite this article:

Liu Baichuan, Hu Weibing. Comparison of Damage Models of Reinforced Concrete Columns and Research on Improved Stiffness Model. *Science Discovery*. Vol. 9, No. 6, 2021, pp. 308-313. doi: 10.11648/j.sd.20210906.16

Received: October 14, 2021; **Accepted:** November 8, 2021; **Published:** November 12, 2021

Abstract: Based on the test data of reinforced concrete (RC) columns published in Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) database, three existing typical seismic damage models are studied, and the distribution law of damage index of the same member calculated by energy dissipation model, stiffness degradation model and Park-Ang model are summarized. The relative stiffness with the yield stiffness as the reference is constructed, and the stiffness model is improved to solve the problems that the original stiffness model is too sensitive to the initial damage and the calculation accuracy is not high. The data show that the new model has high accuracy in calculating the damage index of components under earthquake. Comparing the damage index calculated by the model with the apparent damage phenomenon of each stage of the specimen, and comparing the damage development index of different models, it is found that the stiffness model is the most accurate to evaluate the damage. The damage grade evaluation standard based on stiffness degradation is proposed, and the damage indexes under three different damage states of Concrete Cracking, Significant Concrete Spalling and Long Bar Buckling are analyzed. The results show that the damage index calculated by the damage assessment method based on stiffness degradation has good correlation under different damage states.

Keywords: Relative Stiffness, Damage State, Stiffness Degradation, Damage Assessment, Contrastive Study

钢筋混凝土柱损伤模型的对比及改进的刚度模型研究

刘百川*, 胡卫兵

西安建筑科技大学土木工程学院, 西安, 中国

邮箱

liubc@xauat.edu.cn (刘百川), wbh8008@Sohu.com (胡卫兵)

摘要: 利用PEER数据库公开的钢筋混凝土(RC)柱试验数据对已有的三种典型的地震损伤模型进行研究,总结了不同模型计算相同构件损伤指数的分布规律。构建了以屈服刚度为参考的相对刚度,并对刚度模型进行改进,解决了原有刚度模型对初始损伤过于敏感、计算精度不高的问题,新模型在计算地震作用下构件的损伤指数时具有较高的精确性。对比模型计算的损伤指数与试件各阶段的表现损伤现象,将不同模型的损伤发展指数进行对比,发现刚度模型评价损伤最为准确。提出了基于刚度退化的损伤等级评定标准,并对混凝土开裂、严重剥落和纵筋屈曲三种不同损伤状态下的损伤指数进行分析,结果表明基于刚度退化的损伤评估方法计算的损伤指数在不同损伤状态下具有较好的相关性。

关键词: 相对刚度, 损伤状态, 刚度退化, 损伤评估, 对比研究

1. 引言

地震对钢筋混凝土结构建筑造成很严重的损失,准确评估地震损伤为灾后构件修复或者结构重建提供了重要依据。评价地震的损伤从材料层次到构件层次,再到结构层次。构件损伤上的指标有两类,一类是最大位移,另一类是累计损伤。Park等[1]建立了同时考虑构件最大位移和累计耗能的线性损伤模型,王东升等[2]、付国等[3]、罗文文等[4]对Park-Ang模型做出了改进。JBDPA定义了构件的剩余抗震能力R,认为与构件损伤相关的是它加载时的柱顶位移和卸载时的残余侧移。Ghobarah A[5]提出了一种基于结构刚度退化的损伤模型,克服了以周期变化作为损伤指标计算时分析上的困难。

李磊等[6]提出了考虑滑移效应的钢筋本构模型,解决了计算损伤指数时刚度被高估的问题。损伤模型不仅反映了构件刚度退化、强度降低、耗能能力变弱等特征的变化,还与构件的破坏现象有着紧密的联系。Park等确定了损伤等级与损伤指数的关系,李磊等[7]基于RC构件宏观破坏现象与损伤指数的关系提出了现场损伤等级评价标准。

目前,对Park-Ang模型的研究很多,但是对刚度模型的研究较少。针对如何准确计算RC构件的损伤指数,本文将现有的3种典型的评价模型进行对比研究并改进了刚度模型,通过对既有钢筋混凝土压弯构件损伤指数分析,验证了模型的有效性,以期能够为损伤模型的研究与应用提供参考和建议。

2. 损伤模型简介

2.1. 耗能模型

在由日本建筑灾害预防协会(JBDPA)所提出的震后损伤鉴定及修复准则[8]中,根据混凝土柱在地震作用后的混凝土表面裂缝宽度和钢筋状态,将混凝土柱的震损情况划分为五类破坏等级。

JBDPA认为与构件损伤相关的是它加载时的柱顶位移和卸载时的残余侧移。将其从试验开始加载至达到破坏状态时,骨架曲线所包围的面积确定为试验柱所能吸收的全部能量,将从加载开始至该加载结束时,在骨架曲线上试件所对应的柱顶侧移与卸载后残余侧移所包围的面积,定义为在该侧移状态下震损混凝土柱已经吸收的能量值。从混凝土试验柱在试验过程中所能消耗能量的角度出发将震损混凝土柱剩余抗震能力R定义为:

$$R = \frac{E_r}{E_d + E_r} \quad (1)$$

其中: R为钢筋混凝土构件剩余抗震能力, E_d 为震损钢筋混凝土柱已经吸收的能量, E_r 为震损后构件可吸收的能量。

损伤指数为结构的损伤程度的数值表达,取值范围为0~1, 剩余抗震能力为结构受损后继续抵抗地震的能力,取值范围也在0~1, 两者在数值表达上互补。为了对比耗能模型与刚度退化模型和Park-Ang模型在计算相同试件的特点,定义耗能模型计算损伤指数D的表达式为:

$$D = 1 - R = \frac{E_d}{E_d + E_r} \quad (2)$$

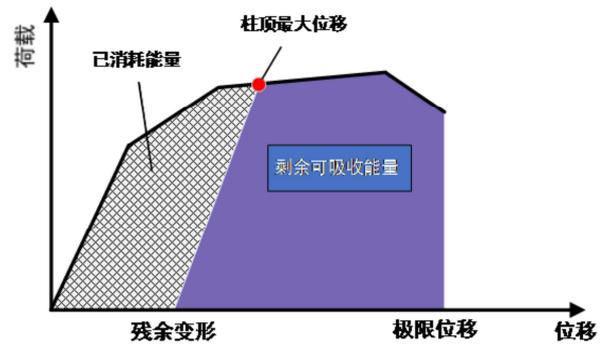


图1 耗能模型的剩余抗震能力。

2.2. 刚度退化模型

Ghobarah A认为当钢筋混凝土构件承受恒定位移水平的循环荷载时,构件刚度会随着荷载循环而降低,因此提出了一种基于结构刚度退化的损伤模型,克服了以周期变化作为损伤指标计算时分析上的困难。该方法是对构件推覆分析两次:第一次为构件承受地震之前,第二次为构件承受地面运动之后。在进行第二次推覆分析之前,将结构恢复到无载静态状态。使用构件在地震作用前后的初始刚度建立一个新的整体损伤指数。构件的刚度损伤指数D可按式计算:

$$D = 1 - (K_{initial}/K_{final}) \quad (3)$$

式中 $K_{initial}$ 、 K_{final} 分别为构件经历地震作用前、后的初始斜率。

损伤指数的范围为0~1, 取决于构件所经历的损伤累积。当D=0时,代表构件没有发生损伤;当 D>0.8时,则对应构件失效。

2.3. Park-Ang模型

双参数评估方法可以分为显式双参数和隐式双参数两种,前者最著名的是Park等人提出的Park-Ang模型。表达式如下:

$$D = \frac{d_m}{d_y} + \beta \frac{\int dE}{F_y d_y} \quad (4)$$

式中: D为损伤指数; d_m 为构件在地震作用下的实际最大变形,实际计算时取构件在已经历过的加载历程中出现过的最大变形; d_y 为构件的单调极限变形; $\int dE$ 为累计滞回耗能; F_y 为构件屈服力; β 为构件的耗能系数。

$$\beta = [0.24n_0 - 0.447 + 0.073\lambda + 0.314\rho_s] \times 0.7^{p_v} \quad (5)$$

式中: λ 为构件剪跨比,当 $\lambda < 1.7$ 时取1.7; n_0 为轴压比,当 $n_0 < 0.2$ 时取0.2; ρ_s 为纵筋配筋率, $\rho_s < 0.75\%$ 取0.75%; ρ_v 为体积配箍率,当 $\rho_v > 2\%$ 时取2%。

表1 PEER试件列表。

试件来源	试件数量/个
Soesianawati et al. 1986	4
Wehbe et al. 1998	4
Paultre et al., 2001	6
Paultre and Legeron, 2000	6
Ang et al. 1981	2
Thomsen and Wallace 1994	4
Tanaka and Park 1990	8
Mo and Wang 2000	6
Zahn et al. 1986	2
Sezen and Moehle No1-2	2
Saatcioglu and Grira 1999	5
Nosho et al. 1996,	1
Lynn et al. 1998,	1
Gill et al. 1979	4
Bayrak and Sheikh 1996	5
Xiao and Martirosyan 1998	6
合计	66

3. 地震损伤模型的计算及对比分析

3.1. 试验数据的选取

太平洋地震工程研究中心(PEER)收集了200多个矩形钢筋混凝土柱的试验数据, 方便学者研究使用[9]。PEER数据库还提供了以轴压比、长细比、剪跨比等参数为过滤条件的数据搜索功能。给出了每个试验的基本信息, 包括: 力-位移滞回曲线、截面尺寸、纵筋箍筋布置形式、约束方式及最终破坏现象等。本文选取了数据库中的部分数据,

选取原则为: 试件为矩形截面柱; 约束方式为一端固接; 破坏形式为弯曲破坏; 试验加载至构件破坏且滞回曲线完整。选取Gill[10]、Ang [11]和Mo [12] Legeron[13]等共计66组试验数据。考虑到国外混凝土抗压强度 f_c' 为使用圆柱体标准试件测得, 换算为棱柱体轴心抗压强度 f_c :

$$f_c = 0.95f_c' \quad (6)$$

柱截面高度的范围为508~2335mm; 宽度的范围为152.4~610mm; 混凝土抗压强度的范围为21.2~109.5MPa; 剪跨比的范围为2~7.64; 轴压比的范围为0.073~0.605; 纵筋配筋的范围为1.01%~3.55%; 箍筋体积配箍率的范围为0.24%~6.7%; 纵筋强度的范围为331~533MPa; 箍筋强度的范围为225~1262MPa。这些参数的范围覆盖了常规工程设计的取值, 具有广泛代表性。

3.2. 钢筋混凝土柱的计算及对比分析

利用上节给出的3种损伤模型对所选取的66组试验数据进行计算, 图2、图3和图4分别为用耗能模型, Park-Ang模型和刚度模型计算的损伤指数分布图, 分析了66个构件分别在混凝土开裂 (Concrete Crushing)、混凝土严重剥落 (Significant Concrete Spalling)、纵筋屈曲 (Long Bar Buckling) 这三种损伤状态下损伤指数分布。表2为对这三种模型计算的损伤指数的对比分析。图5为三种模型损伤指数随损伤状态变化的折线图。

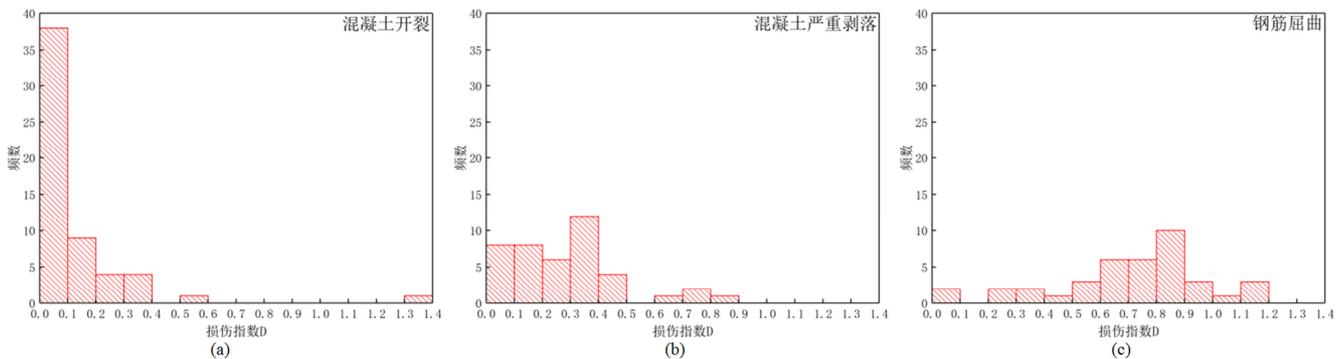


图2 耗能模型计算的损伤指数分布。

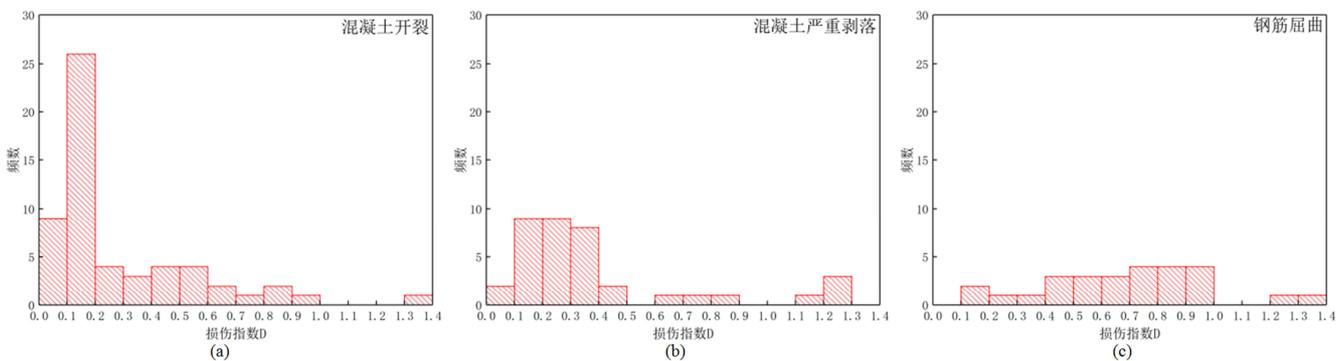


图3 Park-Ang模型计算的损伤指数分布。

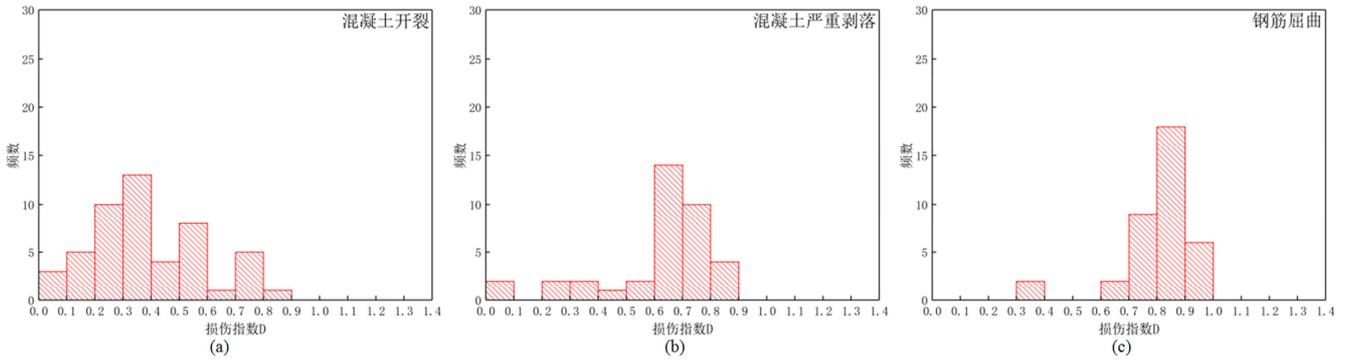


图4 刚度模型计算的损伤指数分布。

综合分析图表可得，（1）三种损伤模型均能表现出试件损伤状态逐步发展的过程，但同一损伤状态用不同损伤模型计算得到的损伤指数分布相差较大；（2）耗能模型的损伤指数受设计参数变化影响较小，在三种损伤状态下损伤指数分布集中且标准差均较小。该模型具有较好的收敛性，根据公式分析可得耗能模型与柱顶最大位移和残余位移有关，残余位移表现为开始时增长缓慢，最大时不会超过最大位移。但从图5可知，该模型对构件的初始损伤不敏感，在混凝土严重剥落状态下有较多试件计算的损伤指数较小，不能区分混凝土的开裂和剥落。（3）Park-Ang模型考虑了设计参数和损伤的相关性。如图2，对于同一破坏状态，不同试件计算得到的损伤值相差较大，这与Park-Ang模型公式中较多的参数有关。该模型也存在较多问题。首先不能反映结构的损伤机理，没有考虑加载路径的影响。当钢筋处于屈曲状态时损伤指数分布离散，标准差为1.337，不能反映损伤状态与损伤指标的关系。其次，该模型收敛性较差，对延性构件的适用性低于非延性构件。部分试件计算的损伤指数超过2，这是由于Park-Ang模型计算公式的第二项滞回能量对损伤的贡献高估了结构的损伤。在Park-Ang模型的第二项中，损伤指数随着耗能的增加而增加，结构的耗能计算取滞回曲线的绝对值和X轴的包络面积。对于延性较差的构件，滞回形成的包络面积较小，滞回圈数量较少，模型相对准确。对于延性较好的构件，滞回面积较大，模型的

效能部分，定义了不同幅值下滞回耗能对结构损伤的影响，对模型的收敛性有所提高，但模型计算困难。（4）刚度模型对初始损伤最敏感，计算结果收敛性较好。相同试件在混凝土开裂状态下的损伤指数相差较大，混凝土开裂时试件的损伤指数为分布在0~0.6，标准偏差为0.282，这是由刚度模型本身的性质决定的。所选试件的损伤指数均未超过1。

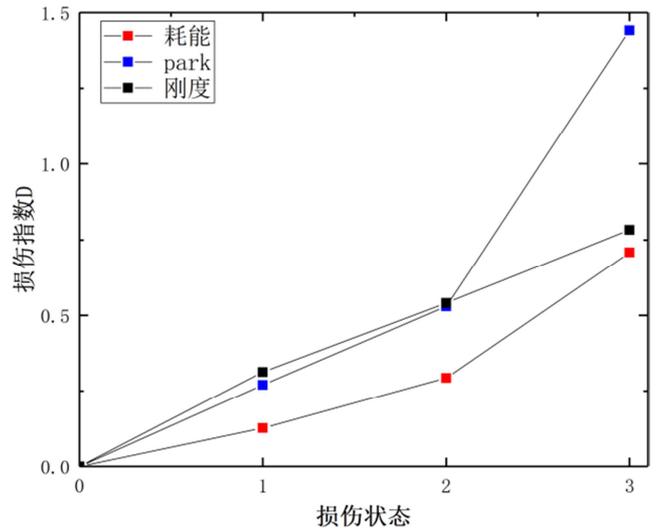


图5 不同模型损伤指数发展对比。

表2 不同模型的损伤分布与离散程度对比。

损伤状态	参数	模型类别		
		耗能模型	Park模型	刚度模型
混凝土开裂	分布	0~0.1	0~0.2	0~0.6
	均值	0.127	0.285	0.313
	标准差	0.204	0.270	0.282
混凝土严重剥落	分布	0~0.5	0.1~0.4	0.6~0.9
	均值	0.293	0.552	0.541
	标准差	0.200	0.530	0.279
钢筋屈曲	分布	0.6~0.9	0.6~0.9	0.7~1
	均值	0.709	1.441	0.783
	标准差	0.273	1.337	0.195

损伤评估将超过其实际值。在Mo试验中，相同位移的滞回进行了两次，构件的延性较好，滞回更饱满，捏缩现象更少，因此包络线所围成的面积更大，导致损伤指数增大。针对Park-Ang模型不收敛问题，付国[9]提出了有效耗能因子。该指标考虑了滞回耗能中引起结构损伤的有

4. 基于刚度退化的损伤模型

4.1. 改进的损伤模型

对于钢筋混凝土柱，开始加载时对刚度的变化较为敏感，为了降低分析结果的离散型，同时使不同试验结果具有可比性，以及使所搜集试验涉及到的相关参数具有统一性和合理性特点，本文在分析过程中引入相对损伤刚度 K_d 与相对位移 x/x_y 两个无量纲参数。 K_d 为构件地震作用下的刚度与构件屈服刚度的比值，引入此参数可将不同设计参数的构件刚度进行有效对比。 K_d 的表达式入下：

$$K_d = K/K_y \tag{7}$$

其中： K 为构件在地震作用下的实际最大刚度， K_y 为构件屈服刚度。

使用作图法[14]定义屈服位移 x_y , 对应的屈服刚度为 K_y , 研究位移指标、损伤指数和损伤状态的关系。在改进的刚度模型中, 采用割线刚度比较结构刚度的变化。在计算构件的刚度时, 切线刚度反映的是结构刚度的瞬时值, 而割线刚度是加载时结构刚度的平均值。由于混凝土是各向异性材料, 由于荷载不同结构的初始刚度具有很大的不确定性。因此割线刚度能够准确反映结构的刚度变化[15]。改进的刚度退化模型的表达式为:

$$D = 1 - K_d = 1 - K/K_y \tag{8}$$

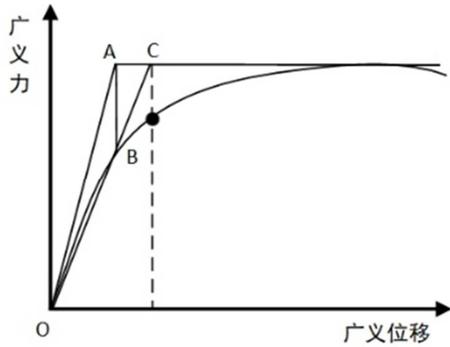


图6 作图法定义的屈服位移和屈服力

4.2. 模型验证

使用改进的损伤模型对66个钢筋混凝土试件计算, 采用幂函数拟合构件相对损伤刚度(K_d)与相对位移(x/x_y)之间的关系, 其具体表达式如下:

$$K_d = \frac{K}{K_y} = 0.901 \left(\frac{x}{x_y}\right)^{-0.715} \tag{9}$$

其中 x 为构件在地震作用下的实际最大变形, x_y 为构件在钢筋屈服时的变形。

对损伤构件的损伤指数与之对应的试验现象进行分析, 并参考Park等确定的不同损伤等级对应损伤指数的范围以及每个损伤等级下总结的钢筋混凝土柱宏观破坏现象, 得到了损伤指数与破坏现象的关系。

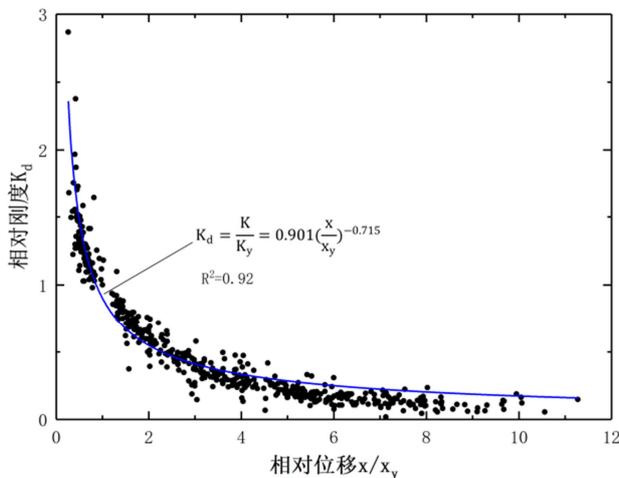


图7 所有阶段损伤指数。

当损伤指数 D 小于0时, 构件处于“基本完好”状态, 钢筋未达到屈服强度, 混凝土可能出现细微裂缝。

当损伤指数 D 介于0~0.4时, 构件处于“轻微损伤”状态, 此时大多数构件出现较明显的裂缝, 部分构件出现斜裂缝, 且构件刚度退化最快。

表3 构件损伤等级与表观损伤现象判定表。

损伤等级	损伤指数	表观损伤现象
基本完好	<0	未损伤或出现第一条裂缝
轻微损伤	0~0.4	混凝土出现明显裂缝并继续发展
中等损伤	0.4~0.7	混凝土严重剥落
严重损伤	0.7~1	钢筋屈曲

当损伤指数 D 介于0.4~0.7时, 构件处于“中等损伤”状态, 此时混凝土已经严重剥落, 部分构件出现大幅度刚度降低。

当损伤指数 D 介于0.7~1时, 构件处于“严重损伤”状态, 构件刚度已不到屈服刚度的30%, 钢筋发生严重的屈曲行为, 构件失去承载能力。

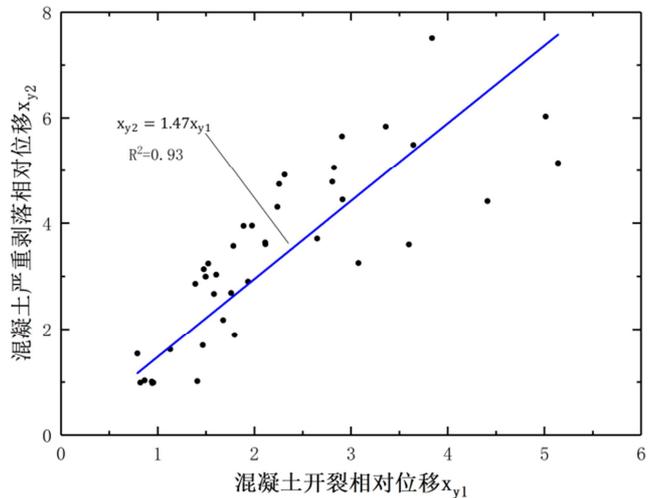


图8 混凝土开裂和剥落损伤状态关系。

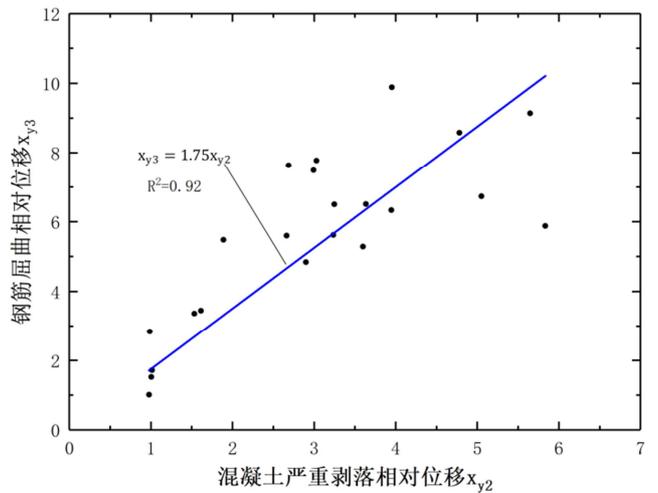


图9 混凝土剥落和钢筋屈曲损伤状态关系。

统计所选试件在混凝土开裂、混凝土严重剥落、纵筋屈曲这3种损伤情况下的柱顶位移 x_1 、 x_2 和 x_3 ，并使用本文提出的相对位移对其进行归一化处理，得到3个无量纲参数 x_{y1} 、 x_{y2} 和 x_{y3} 。采用线性拟合 x_{y1} 与 x_{y2} 、 x_{y2} 与 x_{y3} ，发现同一试件用相对位移作为损伤指标时，试件的损伤状态具有较强的相关性，具体表达式如下：

$$x_{y2} = 1.47x_{y1} \quad (10)$$

$$x_{y3} = 1.47x_{y2} \quad (11)$$

其中 x_{y1} 为试件在混凝土开裂状态下柱顶位移相对于该试件在用作图法得到的屈服位移的比值，同理， x_{y2} 和 x_{y3} 分别为混凝土严重剥落和纵筋屈曲状态下的比值。

5. 结论

损伤指数是判断构件经受地震作用后是否可以继续使用、评构件破坏程度的重要指标。基于66根钢筋混凝土柱的试验数据，对3种具代表性的损伤模型进行了对比分析，针对传统刚度方法的不足，提出了改进的以相对刚度和相对位移为指标的刚度模型，并分析损伤状态和损伤指数的关系得到以下结论：

- (1) 基于对三种损伤模型比较，得出同一损伤状态，不同损伤模型计算得到的损伤指数差异较大，损伤指数的离散型和损伤曲线的发展趋势亦有较大区别。耗能模型的损伤指数受设计参数变化影响较小，具有良好的收敛性但对构件的初始损伤不够敏感，不能区分混凝土的开裂和剥落状态；Park—Ang模型考虑了设计参数和损伤的相关性，但由于使用了较多的未知参数导致模型计算过程较复杂，不利于推广到整体结构的损伤评估；刚度模型对初始损伤最敏感，在计算所选试件时结果的收敛性较好，但是在计算混凝土开裂状态下的损伤指数时存在离散型较大的问题。
- (2) 引入了相对刚度和相对位移两个无量纲参数，降低了分析结果的离散型，同时使不同试验结果具有可比性，解决了现有刚度模型对初始损伤过于敏感，计算的损伤指数离散型较大，无法准确计算前期损伤指数的问题。采用作图法定义屈服力和屈服位移，计算得到的损伤指数具有收敛性好，计算精确等特点。损伤模型能较好的计算地震作用下钢筋混凝土柱的损伤指数。
- (3) 基于PEER大量试验数据对改进的模型进行验证，对比试验的表观损伤现象，提出损伤等级评定标准。对同一试件不同损伤现象采用无量纲参数为指标进行对比，改进模型能够较为准确计算钢筋混凝土柱

不同损伤阶段的损伤指数，但是损伤阶段的细分仍是一个很重要的问题。

参考文献

- [1] Park, Young-Ji, Ang, Alfredo H.-S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111 (4): 722-739.
- [2] 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(11):41-49.
- [3] 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(07):84-90.
- [4] 罗文文,李英民,韩军.考虑加载路径影响的改进Park-Ang损伤模型[J].工程力学,2014,31(07):112-118+128.
- [5] Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A. Response - based damage assessment of structures [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1999, 28 (1): 79-104.
- [6] 李磊,王卓涵,张艺欣,郑山锁.混凝土结构中考虑滑移效应的钢筋本构模型研究[J].工程力学,2020,37(03):88-97.
- [7] 李磊,罗光喜,王卓涵,郑山锁.震损钢筋混凝土柱剩余能力的数值模型[J].工程力学,2020,37(12):52-67.
- [8] 耿相日.混凝土柱震致残余侧移和剩余抗震能力评价方法[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2019.
- [9] 苏佶智,刘伯权,邢国华.钢筋混凝土柱地震损伤模型比较研究[J].世界地震工程,2018,34(02):80-88.
- [10] Gill W D. Ductility of rectangular reinforced concrete columns with axial load [J]. University of canterbury department of civil engineering, 1979.
- [11] Ang B G. Ductility of reinforced concrete bridge piers under seismic loading [J]. University of canterbury research report.
- [12] Mo Y L, Wang S J. Seismic behavior of RC columns with various tie configurations [J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126 (10): 1122-1130.
- [13] Legeron F, Paultre P. Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97 (4): p. 591-601.
- [14] 冯鹏,强翰霖,叶列平.材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J].工程力学,2017,34(03):36-46.
- [15] 杜修力,欧进萍.建筑结构地震破坏评估模型[J].世界地震工程,1991(03):52-58.