

文章编号: 1000-4750(2021)01-0143-11

型钢混凝土异形柱框架地震损伤分析

刘祖强^{1,2}, 任甬优¹, 薛建阳^{1,2}, 周超锋¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西, 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西, 西安 710055)

摘 要: 为对型钢混凝土异形柱框架的地震损伤分析, 采用加权系数法建立了能够反映构件损伤、楼层损伤和整体框架损伤三者迁移演化的地震损伤模型, 并对两榀型钢混凝土异形柱框架进行了地震损伤试验及有限元模拟, 获得了梁的弯矩-转角滞回曲线和柱的水平荷载-位移滞回曲线, 进而对试件的地震损伤指数进行了计算分析。结果表明, 构件、楼层和整体框架的损伤指数变化规律与试件的破坏发展历程较为吻合, 说明所建立的型钢混凝土异形柱框架地震损伤模型是合理的。基于试件的破坏状态及地震损伤分析结果, 提出了型钢混凝土异形柱框架对应 5 个性能水平的损伤指数范围, 为该类结构的震后损伤评估提供了依据。

关键词: 型钢混凝土异形柱; 框架结构; 损伤模型; 损伤分析; 试验研究; 有限元模拟

中图分类号: TU398+2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.02.0123

SEISMIC DAMAGE ANALYSIS ON STEEL REINFORCED CONCRETE FRAMES WITH SPECIAL-SHAPED COLUMNS

LIU Zu-qiang^{1,2}, REN Beng-you¹, XUE Jian-yang^{1,2}, ZHOU Chao-feng¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an, Shaanxi 710055, China;

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), Xi'an, Shaanxi 710055, China)

Abstract: To realize the seismic damage analysis of steel reinforced concrete (SRC) frames with special-shaped columns, a damage model which can reflect the migration and evolution of the member damage, the floor damage and the whole frame damage was established by using the weighted coefficient method. Seismic damage tests and finite element simulation were carried out on two SRC frames with special-shaped columns. The moment-rotation hysteresis curves of the beams and the horizontal load-displacement hysteresis curves of the columns were obtained. The seismic damage index of specimens was calculated and analyzed. The results show that the change law of the damage index of members, floors and the whole frame were in good agreement with the failure development processes of the specimens, indicating that the seismic damage model of the SRC frame with special-shaped columns is reasonable. Based on the failure states of the specimens and the seismic damage analysis results, the range of the damage index of SRC frames with special-shaped columns corresponding to five performance levels was proposed. It provides the basis for the post-earthquake damage assessment of this type of structure.

Key words: steel reinforced concrete special-shaped column; frame structure; damage model; damage analysis; experimental study; finite element analysis

收稿日期: 2020-02-27; 修改日期: 2020-06-20

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308444); 陕西省创新人才推进计划项目(2019TD-029, 2019KJXX-018); 陕西省留学人员科技活动择优资助项目(2019021)

通讯作者: 刘祖强(1984—), 男, 山东青岛人, 副教授, 工学博士, 主要从事钢与混凝土组合结构及工程结构抗震研究 (E-mail: liuzuqiang0081@126.com).

作者简介: 任甬优(1995—), 女, 河南南阳人, 硕士生, 主要从事型钢混凝土异形柱结构地震损伤性能研究 (E-mail: 2865275217@qq.com); 薛建阳(1970—), 男, 河南洛阳人, 教授, 工学博士, 博导, 主要从事钢与混凝土组合结构、古建筑木结构及工程结构抗震研究 (E-mail: jianyang_xue@163.com);

周超锋(1989—), 男, 河南巩义人, 讲师, 工学博士, 主要从事型钢混凝土异形柱结构抗震性能研究 (E-mail: zhouchaofeng163@163.com).

鉴于经济性考虑,我国对于一般结构进行抗震设计时采用三水准设防目标,允许结构在地震作用下出现损伤。然而,结构的地震损伤不断累积将导致其力学性能逐渐退化,甚至发生倒塌。因此,掌握结构地震损伤累积演化规律、实现结构地震损伤程度评估十分必要。目前,评估结构地震损伤的有效方法主要是建立结构的地震损伤模型,通过计算损伤指数来判断构件或结构的损伤程度,损伤指数介于0~1,当损伤指数为0时,结构或构件无损,当损伤指数为1时,结构或构件完全损坏。构件层次的地震损伤模型研究相对较多,最具代表性的是 Park 和 Ang^[1] 基于大量钢筋混凝土梁、柱破坏试验资料提出的基于变形和能量的双参数地震损伤模型,该模型对结构的损伤分析提供了有意义的参考,但仍存在一些不足,国内外学者对该模型进行了改进,其中刘阳等^[2] 提出了适合于型钢混凝土柱的改进 Park-Ang 双参数模型,王斌等^[3] 提出了适合于型钢高强高性能混凝土柱的双参数地震损伤模型。结构层次的地震损伤计算模型相对较少,郑山锁等^[4] 建立了型钢高强高性能混凝土框架的地震损伤模型。

型钢混凝土异形柱框架不仅具有柱棱在室内不凸出、有效使用面积大、建筑观瞻好、便于家具布置和室内装修等优点,而且承载力高、抗震性能好,能够应用于高层建筑及高抗震设防区^[5]。目前,国内外已经对型钢混凝土异形柱框架进行了大量研究,包括对构件^[6-8]、节点^[9-11]及整体结构^[12-14]的研究,但关于地震损伤模型方面的研究较少。薛建阳等^[15] 针对型钢混凝土 T 形柱提出了地震损伤计算模型,陈宗平等^[16] 和靳思骞等^[17] 针对型钢混凝土异形柱框架节点分别提出了地震损伤计算模型。上述模型均是关于构件或节点的,整体框架的地震损伤模型研究尚未见报导,因而无法对型钢混凝土异形柱框架的地震损伤程度进行评估。

因此,本文采用加权组合系数法建立了型钢混凝土异形柱框架地震损伤模型,并基于地震损伤试验及其有限元模拟结果,对型钢混凝土异形柱框架的地震损伤进行了分析。

1 型钢混凝土异形柱框架地震损伤模型

型钢混凝土异形柱框架在设计时要满足“强

柱弱梁”、“强节点弱构件”的抗震设计原则,则地震作用下,型钢混凝土异形柱框架的梁先破坏,柱后破坏,节点基本保持完好。因此,本文在建立型钢混凝土异形柱框架地震损伤模型时,仅考虑梁、柱损伤的影响,忽略节点损伤的影响。

1.1 框架梁损伤模型

在地震作用下,允许框架结构的梁端率先进入屈服状态并形成塑性铰,故框架梁的损伤主要由塑性铰转动造成的,在进行损伤评估时,忽略混凝土开裂的影响。

因此,框架梁的地震损伤指数 D_B 计算可采用改进的 Park 损伤模型^[18],如式(1)所示。

$$D_B = \frac{\theta_m - \theta_y}{\theta_u - \theta_y} + \beta \frac{E_h}{M_y \theta_u} \quad (1)$$

式中: θ_y 为地震作用下梁端的屈服转角,可根据试验、有限元分析或理论公式^[18] 获得; θ_m 为地震作用下梁端的最大弹塑性转角; θ_u 为单调荷载作用下梁端的最大弹塑性转角,对应于框架结构在单调荷载作用下水平荷载下降至峰值荷载的85%时所对应的梁端转角; M_y 为地震作用下梁的屈服弯矩; E_h 为地震作用下梁的滞回耗能; β 为耗能因子,取0.15^[19]。

1.2 框架柱损伤模型

基于试验和理论分析,课题组提出了型钢混凝土异形柱地震损伤指数 D_C 的计算方法^[20],如式(2)所示。

$$D_C = D_\Delta + \gamma D_E = \frac{\Delta_{\max,i} - \Delta_{cr}}{\Delta_{u,i} - \Delta_{cr}} + \gamma \sum_{i=1}^n \frac{E_{i,e}}{E_{u,i}} \quad (2)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\Delta_{\max,i} - \Delta_{cr}}{\Delta_{u,i} - \Delta_{cr}} \quad (3)$$

式中: D_Δ 为柱的塑性变形对损伤的贡献; D_E 为柱的滞回耗能对损伤的贡献; γ 为组合参数; $\Delta_{\max,i}$ 为柱经历 i 次循环加载后所经历的最大水平位移; $\Delta_{u,i}$ 为柱经历 i 次循环加载后再单调加载所经历的最大水平位移; Δ_{cr} 为柱的混凝土开裂时所对应的位移; $E_{i,e}$ 为柱经历 i 次循环加载后的有效滞回耗能; $E_{u,i}$ 为柱经历 i 次循环加载后再单调加载的极限耗能; n 为柱在整个加载过程中所经历的总循环次数。

1.3 楼层损伤模型

楼层的损伤是由梁、柱等构件的损伤引起的,

故本文采用各构件的损伤指数与其损伤权重系数的乘积之和来确定楼层的损伤指数。试验结果^[21]表明, 结构或构件的滞回耗能大小与其损伤程度呈正比关系, 随着滞回耗能的增大, 损伤程度不断加大。因此, 可采用各构件的滞回耗能占楼层所有构件滞回耗能的比作为损伤权重系数, 从而反映各构件损伤对楼层损伤的贡献, 具体如式 (4) 所示。

$$\eta_{ij} = E_{hij} / \sum_{j=1}^n E_{hij} \quad (4)$$

式中: η_{ij} 为第 i 楼层第 j 个构件的损伤权重系数; E_{hij} 为第 i 楼层第 j 个构件的滞回耗能大小; $\sum_{j=1}^n E_{hij}$ 为第 i 楼层所有构件的滞回耗能之和。

因此, 楼层的损伤指数 D_s 可采用式 (5) 计算。

$$D_{s-i} = \sum_{j=1}^m \eta_{ij} D_{ij} \quad (5)$$

式中: D_{s-i} 为第 i 楼层的损伤状态; D_{ij} 为第 i 楼层第 j 个构件的损伤指数; m 为第 i 楼层所有梁、柱构件的总个数。

1.4 整体框架损伤模型

整体框架的损伤指数由各楼层的损伤指数与其损伤权重系数的乘积之和得到。对于型钢混凝土异形柱框架, 在考虑楼层位置影响下, 其楼层损伤权重系数可采用式 (6) 计算。

$$\lambda_i = \frac{N+1-i}{\sum_{i=1}^N (N+1-i)} E_{s-i} \quad (6)$$

式中: λ_i 为第 i 楼层损伤权重系数; E_{s-i} 为第 i 楼层所有构件的滞回耗能; N 表示框架的总楼层数。

因此, 型钢混凝土异形柱框架的地震损伤计算模型如式 (7) 所示。

$$D = \sum_{i=1}^N \lambda_i D_{s-i} = \sum_{i=1}^N \lambda_i \sum_{j=1}^m \eta_{ij} D_{ij} \quad (7)$$

式中: D 为型钢混凝土异形柱框架地震损伤指数。

2 型钢混凝土异形柱框架地震损伤试验及有限元模拟

为了验证型钢混凝土异形柱框架地震损伤计算模型的合理性, 课题组完成了两榀型钢混凝土异形柱框架的地震损伤试验及基于 OpenSees 的有限元

模拟。

2.1 试验概况

2.1.1 试件设计及加载

设计制作缩尺比为 1/2.5 的两跨三层实腹式配钢的型钢混凝土异形柱边框架 (SYBK) 和中框架 (SYZK) 各一榀, 跨度为 2.4 m, 1 层高度为 1.6 m, 2 层和 3 层高度为 1.2 m。框架柱采用肢厚为 100 mm、肢高为 300 mm 的型钢混凝土异形柱, 其中 SYBK 的角柱 (A 柱和 C 柱) 采用 L 形柱, 边柱 (B 柱) 采用 T 形柱; SYZK 的边柱 (A 柱和 C 柱) 采用 T 形柱, 中柱 (B 柱) 采用十形柱。框架梁采用钢筋混凝土梁, 其中 SYBK 采用倒 L 形梁; SYZK 采用 T 形梁。试件的几何尺寸及构件截面配钢 (筋) 如图 1 所示。

对试件施加低周反复荷载, 屈服前采用力控制加载, 每级循环 1 次, 屈服后采用位移控制加载, 每级循环 3 次, 当试件水平荷载下降到峰值荷载的 85% 时, 试验停止。试验加载装置如图 2 所示。

2.1.2 试验结果及分析

两榀型钢混凝土异形柱框架在加载过程中均表现出梁先出铰、柱后出铰, 加载结束后节点基本完好, 说明框架的破坏机制为梁铰机制, 并体现了“强柱弱梁”、“强节点弱构件”的抗震设计要求。试件最终的破坏形态如图 3 所示。

图 4 所示为试件的顶部水平荷载-位移滞回曲线。由图 4 可知, 荷载较小时, 荷载-位移曲线基本呈线性关系, 无残余变形, 包络面积小; 随着荷载增大, 试件损伤逐渐增大, 抗侧刚度不断退化, 有较大的残余变形; 框架屈服以后, 滞回曲线愈加饱满; 峰值荷载后, 框架损伤严重, 承载力下降, 变形迅速增大。

为了对框架柱的地震损伤进行计算, 通过测试框架各层的水平位移并将水平荷载按柱截面的刚度进行分配, 得到各层型钢混凝土异形柱的水平荷载-位移滞回曲线, 分别如图 5 和图 6 所示。由图 5 和图 6 可知, 框架柱的水平荷载-位移滞回曲线所呈现的变化规律与整体框架基本类似, 但由于各层型钢混凝土异形柱在正负方向的损伤程度不同, 使得其滞回曲线在正负方向不对称。根据试验现象及图 5 和图 6 得到框架柱的特征荷载和位移如表 1 所示, 其中开裂点是框架柱开裂对应的时刻, 屈服点是采用通用屈服弯矩法确定

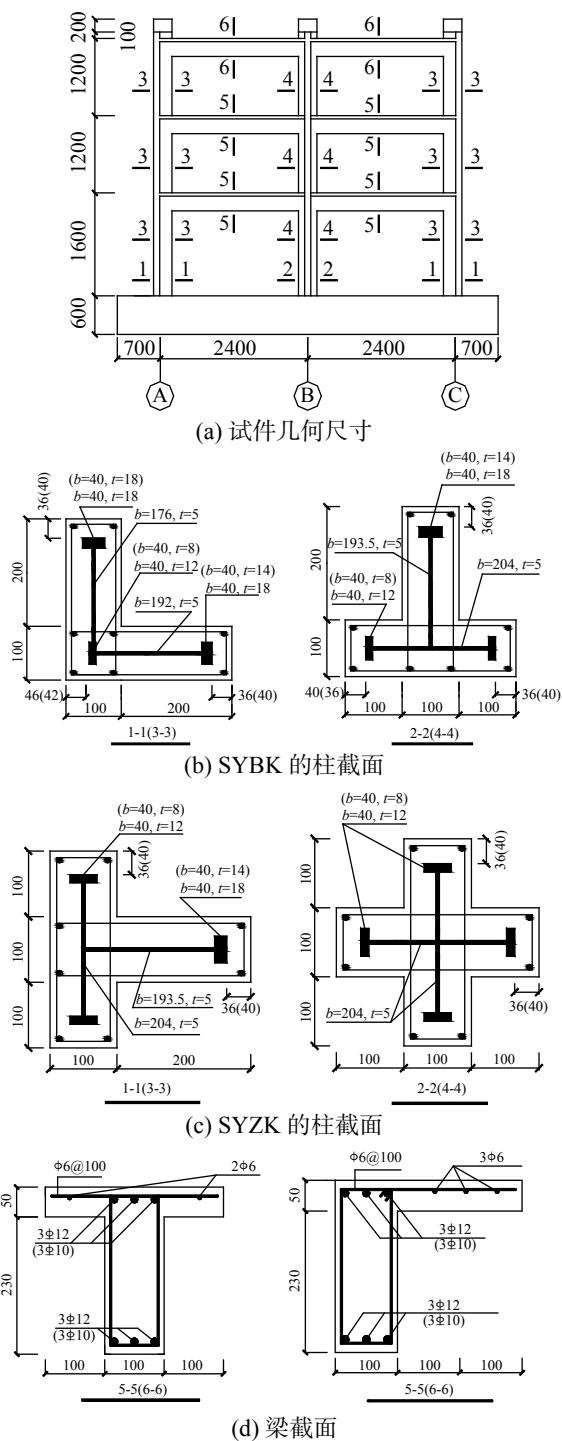


图1 试件几何尺寸及构件截面配钢(筋)

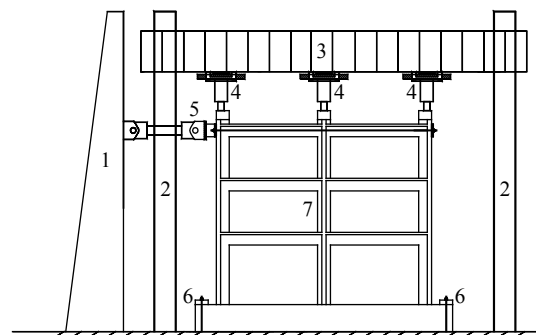
Fig. 1 Geometry and steel layout of specimens

的, 峰值点是达到框架柱的峰值荷载的时刻, 破坏点是框架柱的荷载下降到 85% 峰值荷载的时刻, 所有荷载和位移均取的是正负方向的较大值。

2.2 有限元模拟

2.2.1 模型建立

由于根据试验结果无法对框架梁的地震损伤进行评估, 故采用 OpenSees 对型钢混凝土异形柱



注: 1—反力墙; 2—反力钢架; 3—反力梁; 4—油压千斤顶; 5—MTS电液伺服作动器; 6—压梁; 7—试件

图2 加载装置

Fig. 2 Loading device



(a) SYBK



(b) SYZK

图3 试件的破坏形态

Fig. 3 Failure patterns of specimens

框架地震损伤试验进行数值模拟。框架梁和柱均采用基于位移的梁柱单元 (Displacement-Based Beam-Column Element); 混凝土选用考虑拉伸强化的 Concrete02 Material; 钢材选用 Steel02 Material。采用试验实测的位移路径对构件进行位移控制加载。模型的其他信息如文献 [13] 所示。

2.2.2 计算结果及分析

通过计算得到两榀框架的滞回曲线, 并与试验结果进行对比, 如图 4 所示。由图 4 可知, 两者符合较好, 表明本文建立的模型能够较好地模拟型钢混凝土异形柱框架的地震损伤性能。

从计算结果中还可以得到框架梁端部的弯矩-曲率滞回曲线, 并根据美国规范 [22] 中曲率与转角

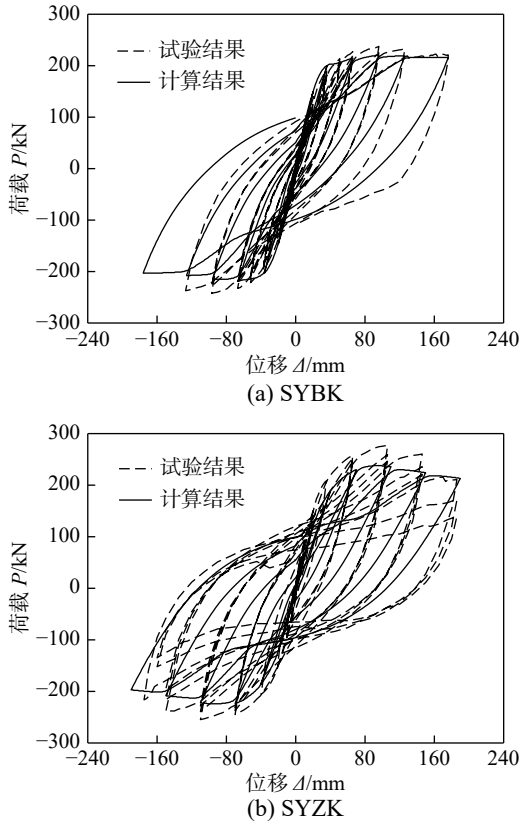


图4 整体框架的滞回曲线

Fig. 4 Hysteresis curves of whole frame

的关系 (如式 (8) 所示) 将其转换成弯矩-转角滞回曲线, 如图 7 和图 8 所示。由图 7 和图 8 可知, 两榀框架的所有梁端均发生了屈服, 滞回环包围的面积较大, 表明塑性铰的反复转动耗散了大量地震能量。根据图 7 和图 8 可得到框架梁端的特征弯矩和转角, 如表 2 所示, 其中屈服点、峰值

点和破坏点采用与框架柱相同的确定方法。

$$\theta = \left(\frac{M}{EI} \right) l_p \quad (8)$$

式中: M 为梁端截面弯矩; E 为材料弹性模量; I 为梁端截面惯性矩; $M/(EI)$ 为梁端截面曲率; l_p 为假定的塑性铰长度, 取 0.5 倍的梁截面有效高度。

3 地震损伤分析

3.1 框架梁、柱的地震损伤分析

根据式 (1) 及图 7 和图 8 可计算得到框架梁的地震损伤指数 D_B , 根据式 (2) 及图 5 和图 6 可计算得到框架柱的地震损伤指数 D_C , 结果均列于表 3。由于框架梁、柱在屈服前的损伤较小, 因此这里从屈服后开始进行计算。图 9 和图 10 给出了框架梁和框架柱的地震损伤指数随加载过程的变化趋势。

由表 3 及图 9 和图 10 可知, 1 层、2 层梁的损伤明显比 3 层梁发展得快, 且 3 层梁的损伤指数在加载结束时也没有超过 0.9, 损伤比 1 层、2 层梁相对轻微, 这与试验现象是吻合的, 原因是 3 层 B 柱上端承受由两侧梁端传递的弯矩较大, 而且柱顶竖向加载装置的约束作用会使其承受的弯矩增加, 从而使该柱端形成了塑性铰, 尽管两侧梁端也形成了塑性铰, 但该连接区域的变形主要在柱端, 使得 3 层梁 B 柱端的转角相对较小, 从而损伤较小; 1 层、2 层、3 层柱的损伤指数在整个加载过程中均较为接近, 但在加载结束时,

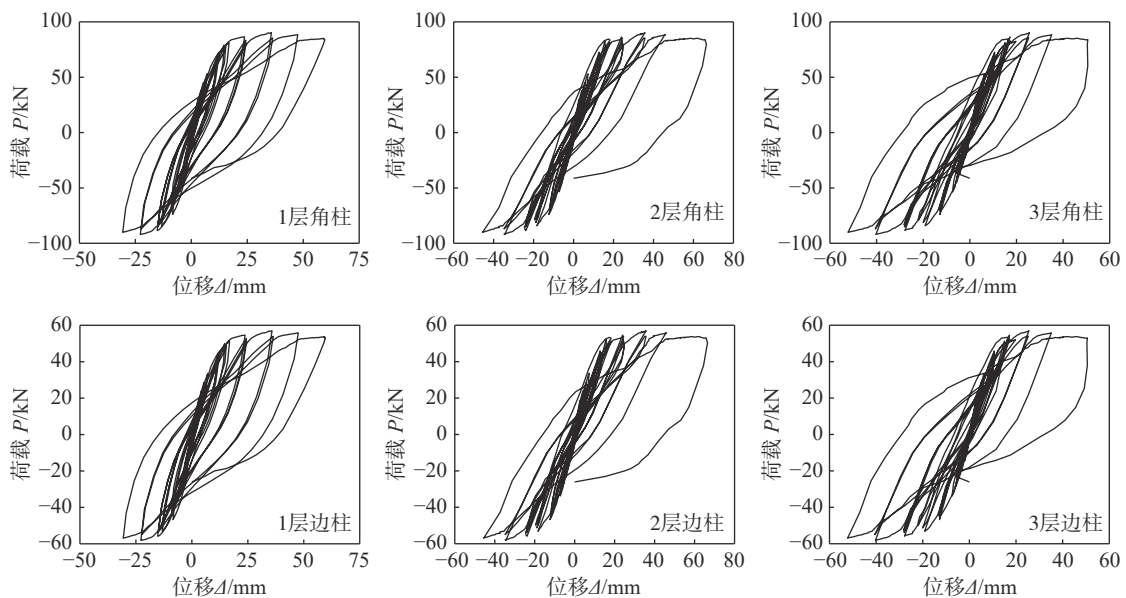


图5 SYBK 框架柱的水平荷载-位移曲线

Fig. 5 Horizontal load-displacement curves of columns of SYBK

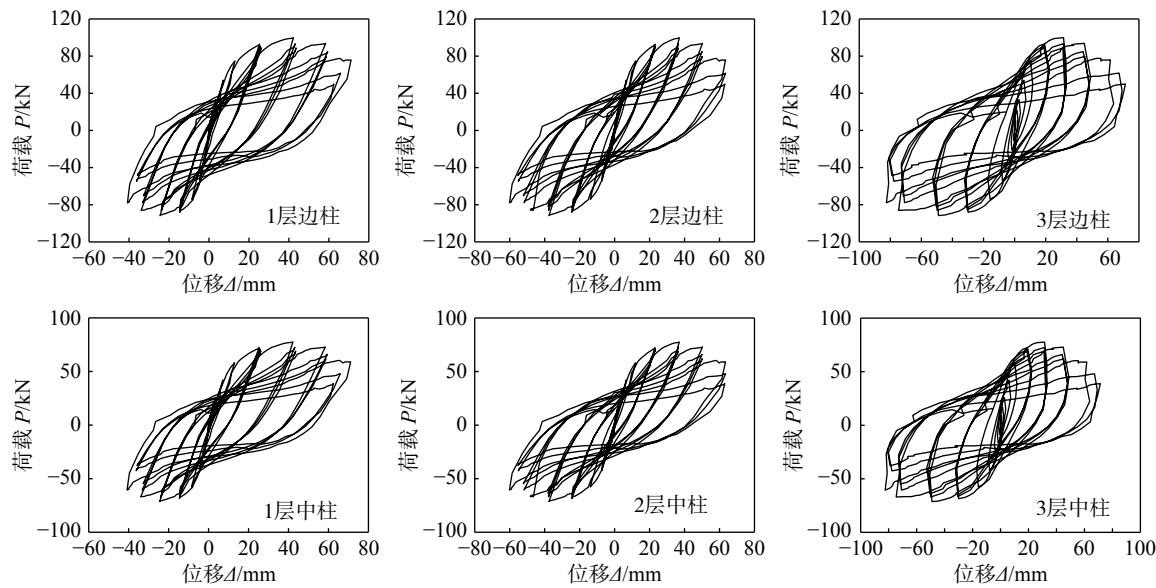


图 6 SYZK 框架柱的水平荷载-位移曲线

Fig. 6 Horizontal load-displacement curves of columns of SYZK

表 1 框架柱的特征荷载和位移

Table 1 Characteristic loads and displacements of columns

试件编号	楼层	柱的位置	开裂荷载/kN	开裂位移/mm	屈服荷载/kN	屈服位移/mm	峰值荷载/kN	峰值位移/mm	破坏荷载/kN	破坏位移/mm
SYBK	1层	角柱	30.11	3.10	78.55	14.48	90.27	35.82	76.73	50.62
		边柱	19.01	3.10	49.61	14.48	57.02	35.82	48.47	47.55
	2层	角柱	30.21	3.40	70.81	12.27	90.27	35.70	76.73	45.98
		边柱	19.08	3.40	45.48	12.27	57.02	35.70	48.47	45.98
	3层	角柱	30.21	3.34	72.35	11.43	90.27	25.49	76.73	50.62
		边柱	19.08	3.34	45.69	11.43	57.02	25.49	48.47	50.62
SYZK	1层	边柱	33.08	3.45	75.73	14.27	99.84	42.21	84.86	64.95
		中柱	25.73	3.45	58.90	14.27	77.65	42.21	66.00	65.80
	2层	边柱	32.53	3.52	76.19	13.33	99.84	36.99	84.86	55.93
		中柱	25.30	3.52	59.26	13.33	77.65	36.99	66.00	57.26
	3层	边柱	32.53	3.57	66.14	6.35	99.84	31.47	84.86	53.17
		中柱	25.30	3.57	51.44	6.35	77.65	31.47	66.00	52.08

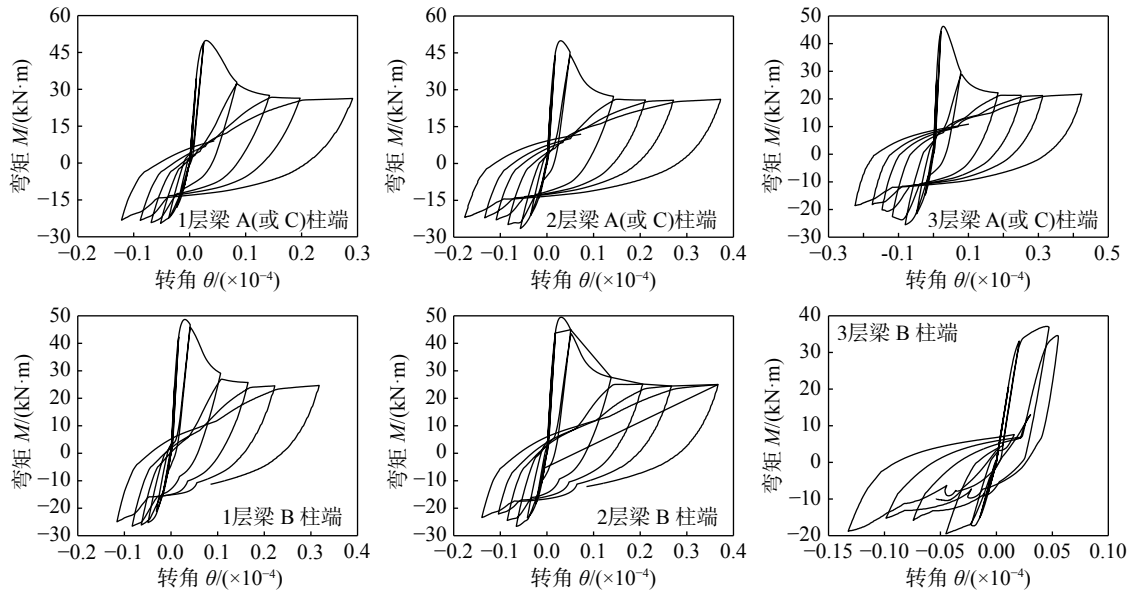


图 7 SYBK 梁端弯矩-转角关系曲线

Fig. 7 Moment-rotation hysteresis curves of beam ends of SYBK

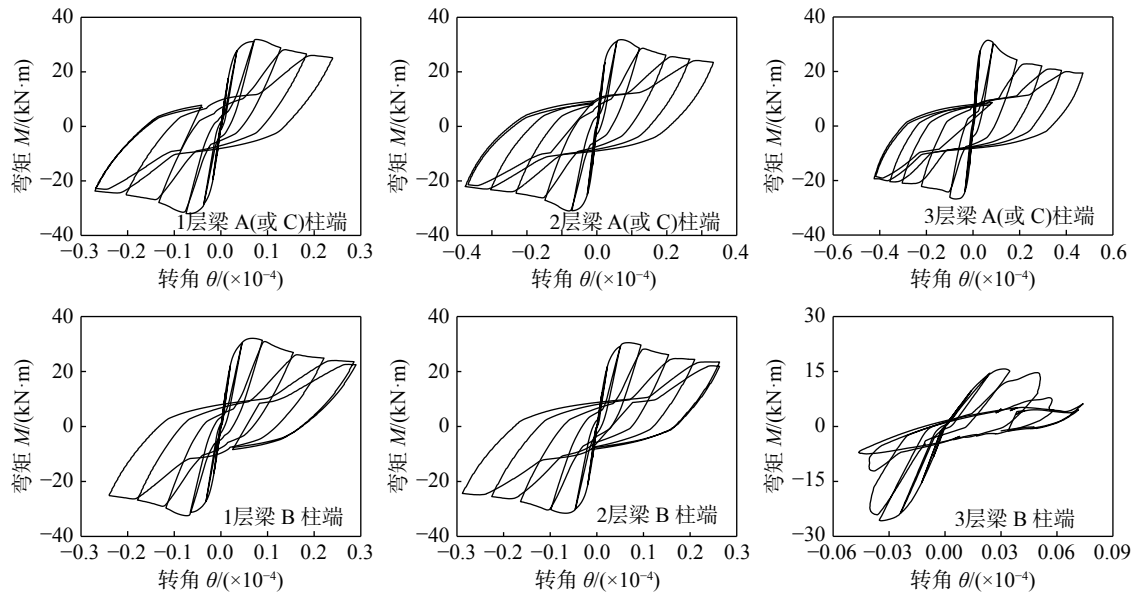


图 8 SYZK 梁端弯矩-转角关系曲线

Fig. 8 Moment-rotation hysteresis curves of beam ends of SYZK

表 2 框架梁的特征弯矩和转角

Table 2 Characteristic moments and rotations of beams

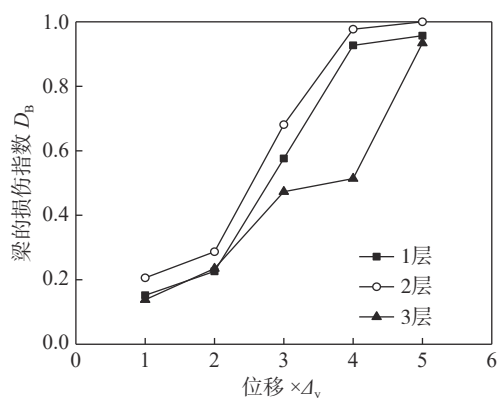
试件编号	楼层	梁端位置	屈服弯矩/(kN·m)	屈服转角/($\times 10^{-4}$)	峰值弯矩/(kN·m)	峰值转角/($\times 10^{-4}$)	破坏弯矩/(kN·m)	破坏转角/($\times 10^{-4}$)
SYBK	1层	角柱	42.400	0.019	48.970	0.025	41.620	0.052
		边柱	42.560	0.018	46.790	0.041	39.770	0.067
	2层	角柱	44.240	0.028	45.290	0.050	38.500	0.085
		边柱	43.000	0.018	44.960	0.051	38.220	0.085
	3层	角柱	39.930	0.018	44.360	0.021	37.710	0.047
		边柱	25.410	0.026	36.900	0.047	31.370	0.053
SYZK	1层	边柱	27.670	0.031	31.967	0.070	27.354	0.137
		中柱	27.617	0.030	32.067	0.061	27.326	0.147
	2层	边柱	27.684	0.029	31.791	0.063	27.112	0.152
		中柱	26.283	0.030	30.487	0.059	25.914	0.138
	3层	边柱	27.854	0.028	31.450	0.057	26.733	0.115
		中柱	23.367	0.021	25.737	0.030	11.554	0.042

表 3 框架梁、柱的损伤指数

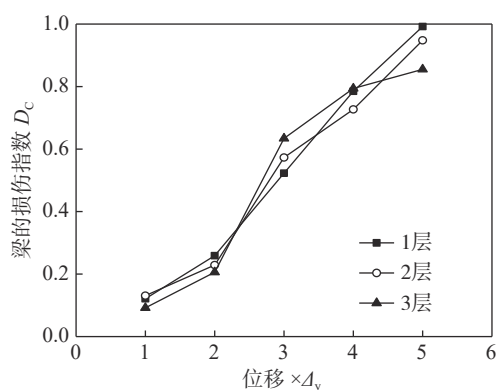
Table 3 Damage index of beams and columns

试件编号	加载位移	1层			2层			3层		
		D_{BAB1}/D_{BBC1}	D_{CA1}/D_{CC1}	D_{CB1}	D_{BAB2}/D_{BBC2}	D_{CA2}/D_{CC2}	D_{CB2}	D_{BAB3}/D_{BBC3}	D_{CA3}/D_{CC3}	D_{CB3}
SYBK	$1\Delta_y$	0.152	0.121	0.113	0.206	0.131	0.120	0.138	0.092	0.104
	$2\Delta_y$	0.226	0.259	0.254	0.287	0.229	0.235	0.235	0.206	0.256
	$3\Delta_y$	0.576	0.523	0.550	0.681	0.573	0.598	0.473	0.634	0.583
	$4\Delta_y$	0.927	0.785	0.772	0.977	0.727	0.684	0.514	0.794	0.754
	$5\Delta_y$	0.957	0.992	0.989	1.000	0.948	0.953	0.934	0.855	0.960
SYZK	$1\Delta_y$	0.137	0.071	0.073	0.146	0.101	0.120	0.126	0.069	0.074
	$2\Delta_y$	0.328	0.339	0.251	0.327	0.189	0.205	0.264	0.194	0.236
	$3\Delta_y$	0.671	0.543	0.543	0.741	0.486	0.498	0.426	0.472	0.473
	$4\Delta_y$	0.938	0.755	0.760	0.986	0.697	0.704	0.564	0.624	0.734
	$5\Delta_y$	0.941	0.994	0.994	1.000	0.952	0.942	0.884	0.825	0.975

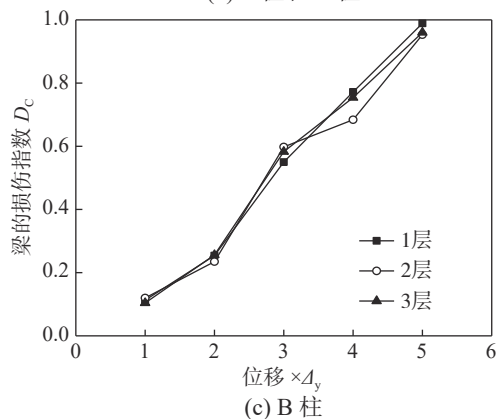
注: D_{BAB1} 、 D_{BAB2} 、 D_{BAB3} 分别表示第 1、2、3 层 AB 跨梁的损伤指数; D_{BBC1} 、 D_{BBC2} 、 D_{BBC3} 分别表示第 1、2、3 层 BC 跨梁的损伤指数; D_{CA1} 、 D_{CA2} 、 D_{CA3} 分别表示第 1、2、3 层 A 柱的损伤指数; D_{CC1} 、 D_{CC2} 、 D_{CC3} 分别表示第 1、2、3 层 C 柱的损伤指数; D_{CB1} 、 D_{CB2} 、 D_{CB3} 分别表示第 1、2、3 层 B 柱的损伤指数。



(a) AB 跨梁和 BC 跨梁



(b) A 柱和 C 柱



(c) B 柱

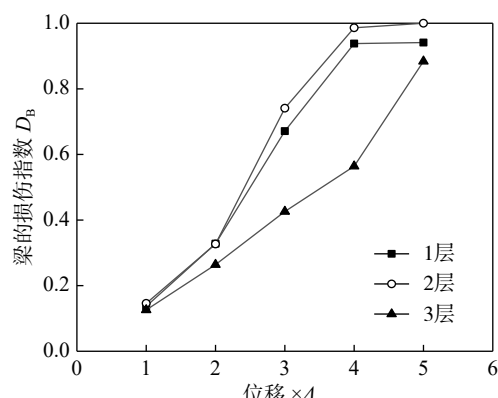
图 9 SYBK 构件损伤指数

Fig. 9 Damage index of members of SYBK

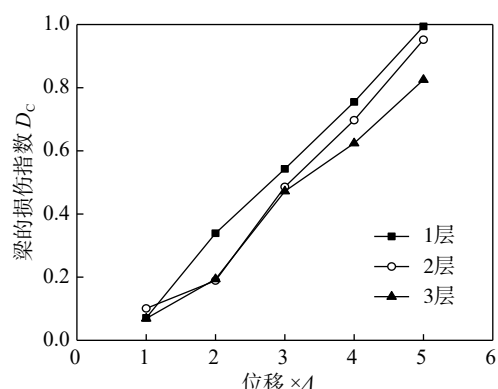
1 层柱的损伤指数最接近 1, 表明 1 层柱的损伤比 2 层、3 层柱相对严重, 这与试验现象也是吻合的, 主要是 $P-\Delta$ 效应的影响造成的; 1 层、2 层梁的损伤指数在位移为 $4A_y$ 时已经达到 0.9 以上, 而此时柱的损伤指数小于 0.8, 表明梁先于柱破坏, 符合强柱弱梁的抗震设计要求, 而柱顶竖向加载装置的约束作用增加了 3 层柱上端弯矩, 使得 3 层柱的损伤比 3 层梁发展更快。

3.2 楼层地震损伤分析

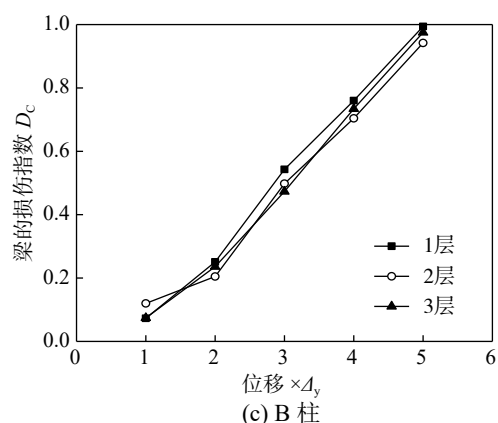
根据式 (4) 和式 (5) 可分别计算楼层各构件的损伤权重系数 η 和楼层的地震损伤指数 D_s , 计算



(a) AB 跨梁和 BC 跨梁



(b) A 柱和 C 柱



(c) B 柱

图 10 SYZK 构件损伤指数

Fig. 10 Damage index of members of SYZK

结果列于表 4。图 11 给出了各楼层的地震损伤指数随加载过程的变化趋势。

由表 4 及图 11 可知, 1 层、2 层的地震损伤程度在整个加载过程中基本接近, 二者的损伤发展明显快于 3 层, 原因是在柱的损伤发展速度接近的情况下, 1 层、2 层梁的损伤发展比 3 层快; 在加载结束时, 1 层、2 层的地震损伤指数接近 1, 3 层的地震损伤指数小于 0.9, 1 层、2 层的地震损伤比 3 层更严重, 这是因为在加载结束时, 1 层、2 层梁及 A 柱和 C 柱的损伤指数均大于 3 层, 而 B 柱的损伤指数接近。

表 4 楼层损伤指数
Table 4 Damage index of floors

试件编号	加载位移	1层				2层				3层			
		η_{AB1}/η_{BC1}	η_{A1}/η_{C1}	η_{B1}	$D_{\text{story-1}}$	η_{AB2}/η_{BC2}	η_{A2}/η_{C2}	η_{B2}	$D_{\text{story-2}}$	η_{AB3}/η_{BC3}	η_{A3}/η_{C3}	η_{B3}	$D_{\text{story-3}}$
SYBK	$1\Delta_y$	0.307	0.125	0.135	0.139	0.294	0.140	0.133	0.174	0.161	0.236	0.206	0.110
	$2\Delta_y$	0.287	0.146	0.134	0.239	0.225	0.189	0.172	0.256	0.143	0.247	0.220	0.225
	$3\Delta_y$	0.258	0.158	0.168	0.555	0.188	0.211	0.202	0.619	0.187	0.207	0.212	0.563
	$4\Delta_y$	0.163	0.232	0.210	0.829	0.172	0.217	0.222	0.803	0.167	0.229	0.208	0.692
	$5\Delta_y$	0.152	0.242	0.212	0.981	0.161	0.229	0.220	0.969	0.101	0.273	0.252	0.897
SYZK	$1\Delta_y$	0.368	0.095	0.075	0.120	0.334	0.120	0.093	0.133	0.061	0.316	0.246	0.077
	$2\Delta_y$	0.247	0.176	0.155	0.285	0.225	0.199	0.155	0.254	0.074	0.307	0.239	0.215
	$3\Delta_y$	0.208	0.210	0.164	0.596	0.208	0.211	0.164	0.595	0.087	0.297	0.231	0.464
	$4\Delta_y$	0.196	0.219	0.171	0.828	0.199	0.217	0.169	0.814	0.085	0.299	0.232	0.639
	$5\Delta_y$	0.217	0.202	0.158	0.967	0.210	0.209	0.163	0.981	0.100	0.288	0.224	0.871

注： η_{AB1} 、 η_{AB2} 、 η_{AB3} 分别表示第 1、2、3 层 AB 跨梁的损伤权重系数； η_{BC1} 、 η_{BC2} 、 η_{BC3} 分别表示第 1、2、3 层 BC 跨梁的损伤权重系数； η_{A1} 、 η_{A2} 、 η_{A3} 分别表示第 1、2、3 层 A 柱的损伤权重系数； η_{C1} 、 η_{C2} 、 η_{C3} 分别表示第 1、2、3 层 C 柱的损伤权重系数； η_{B1} 、 η_{B2} 、 η_{B3} 分别表示第 1、2、3 层 B 柱的损伤权重系数； D_{s-1} 、 D_{s-2} 、 D_{s-3} 分别表示第 1、2、3 层的损伤指数。

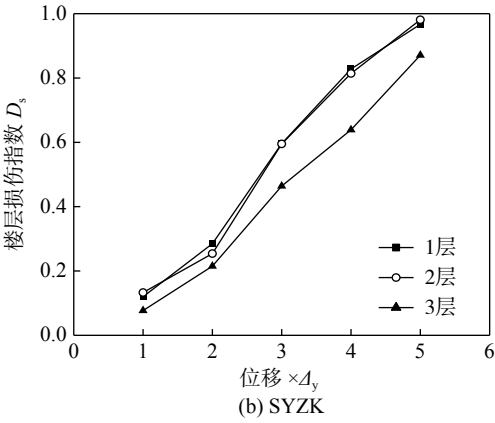
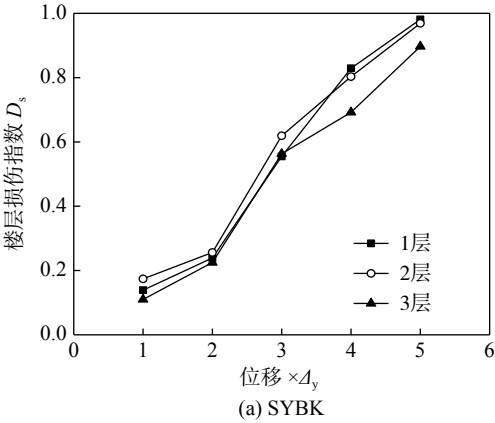


图 11 楼层损伤指数
Fig. 11 Damage index of floors

3.3 整体框架地震损伤分析

根据式 (6) 和式 (7) 可分别计算各楼层的损伤权重系数 λ 和整体框架的地震损伤指数 D ，计算结果列于表 5。图 12 给出了整体框架的地震损伤指数随加载过程的变化趋势。由表 5 及图 12 可知，两榀框架的损伤程度在整个加载过程中都非

常接近，位移达到 $2\Delta_y$ 时损伤指数小于 0.3，损伤较小，但位移从 $2\Delta_y$ 增加到 $3\Delta_y$ 的加载过程中，损伤指数的增大值超过 0.3，损伤程度发展迅速，当加载结束时，损伤指数接近 1，两榀框架损伤非常严重。

表 5 整体框架损伤指数
Table 5 Damage index of whole frame

试件编号	加载位移	1层的损伤权重系数 λ_1	2层的损伤权重系数 λ_2	3层的损伤权重系数 λ_3	整体框架的地震损伤指数 D
SYBK	$1\Delta_y$	0.588	0.302	0.109	0.146
	$2\Delta_y$	0.393	0.300	0.307	0.241
	$3\Delta_y$	0.401	0.315	0.284	0.577
	$4\Delta_y$	0.547	0.333	0.120	0.804
	$5\Delta_y$	0.475	0.304	0.221	0.959
SYZK	$1\Delta_y$	0.579	0.312	0.109	0.119
	$2\Delta_y$	0.354	0.320	0.327	0.252
	$3\Delta_y$	0.407	0.309	0.284	0.558
	$4\Delta_y$	0.541	0.340	0.120	0.801
	$5\Delta_y$	0.460	0.314	0.226	0.949

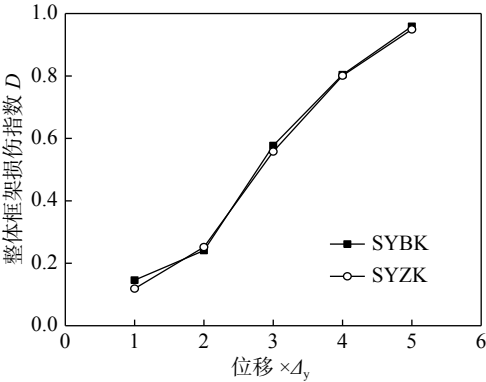


图 12 整体框架的损伤指数
Fig. 12 Damage index of whole frame

4 型钢混凝土异形柱框架地震损伤水平

课题组根据本文试验及理论分析结果,将型钢混凝土异形柱框架的性能水平划分为5档,即正常使用、暂时使用、修复后使用、生命安全和接近倒塌,并给出了框架对应各性能水平的破坏状态宏观描述^[23],从而基于试验现象可以确定对应各性能水平的框架位移,并结合地震损伤指数随位移的变化趋势,得出框架对应5个性能水平的地震损伤指数范围,如表6所示,可为该类型结构的地震损伤评估提供依据。

表6 型钢混凝土异形柱框架对应五性能水平的损伤指数范围

Table 6 Damage index range of SRC frame with special-shaped columns corresponding to five performance levels

性能水平	正常使用	暂时使用	修复后使用	生命安全	接近倒塌
损伤指数范围	0~0.05	0.05~0.15	0.15~0.55	0.55~0.80	0.80~1.00

5 结论

基于型钢混凝土异形柱框架地震损伤的理论分析、试验研究和数值模拟,得到以下主要结论:

(1) 采用加权系数法建立了型钢混凝土异形柱框架的地震损伤计算模型,该模型根据滞回耗能比分别引入构件损伤权重系数和楼层损伤权重系数,合理量化了不同加载阶段各构件对楼层损伤的贡献以及各楼层对整体框架损伤程度的影响。

(2) 地震作用下,型钢混凝土异形柱框架的梁先出铰,柱后出铰,节点基本完好,表明框架符合“强柱弱梁”、“强节点弱构件”的抗震设计要求。梁的弯矩-转角滞回曲线和柱的水平荷载-位移曲线包围的面积均较大,能够耗散大量地震能量。

(3) 根据所提出的模型对构件、楼层和整体框架的地震损伤指数进行了计算及分析,明确了构件、楼层和整体框架三者之间损伤的演化过程。计算结果表明,构件、楼层和整体框架的损伤指数发展规律与试件的破坏发展历程吻合度较高,表明本文提出的损伤计算模型能够准确地反映型钢混凝土异形柱框架的地震损伤过程。

(4) 提出了型钢混凝土异形柱框架对应5个性能水平的损伤指数范围,为该类型框架结构的震后损伤评估提供了依据。

参考文献:

- [1] Park Y J, Ang H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, 111(4): 722 — 739.
- [2] 刘阳, 郭子雄, 黄群贤. 型钢混凝土柱的损伤模型试验研究[J]. *武汉理工大学学报*, 2010, 30(9): 203 — 207.
Liu Yang, Guo Zixiong, Huang Qunxian. Experimental study of damage model for SRC columns [J]. *Journal of Wuhan University of Technology*, 2010, 30(9): 203 — 207. (in Chinese)
- [3] 王斌, 郑山锁, 国贤发, 等. 型钢高强高性能混凝土框架柱地震损伤分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(2): 61 — 68.
Wang Bin, Zheng Shansuo, Guo Xianfa, et al. Seismic damage analysis for SRHSHPC frame columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(2): 61 — 68. (in Chinese)
- [4] 郑山锁, 侯丕吉, 张宏仁, 等. 实腹式型钢混凝土异形柱中框架拟静力试验及静力弹塑性分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(7): 84 — 92.
Zheng Shansuo, Hou Piji, Zhang Hongren, et al. Experimental study on seismic damage of SRHSHPC framed structure [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(7): 84 — 92. (in Chinese)
- [5] 陈宗平, 徐金俊, 薛建阳. 型钢混凝土异形柱-钢梁空间边节点的抗震性能及影响因素分析[J]. *工程力学*, 2015, 32(2): 105 — 113.
Chen Zongping, Xu Jinjun, Xue Jianyang. Seismic behavior and influence factor analysis on 3D side joints composed of steel reinforced concrete special-shaped columns and steel beams [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(2): 105 — 113. (in Chinese)
- [6] Tokgoz S, Dundar C. Test of eccentrically loaded L-shaped section steel fiber high strength reinforced concrete and composite columns [J]. *Engineering Structure*, 2012, 38(5): 134 — 141.
- [7] Kim H G, Kim H M, Kim S D. Axial behavior and strength of yLC composite columns [J]. *Advances in Structural Engineering*, 2012, 15(12): 2113 — 2130.
- [8] 柯晓军, 陈宗平, 薛建阳, 等. 反复荷载下型钢混凝土异形柱粘结滑移性能研究[J]. *工程力学*, 2013, 30(2): 211 — 218.
Ke Xiaojun, Chen Zongping, Xue Jianyang, et al. Study on bond slip behavior of SRC special-shaped columns under cyclic reversed loading [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(2): 211 — 218. (in Chinese)
- [9] 薛建阳, 刘义, 赵鸿铁, 等. 型钢混凝土异形柱框架节点抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2009, 30(4): 69 — 77.
Xue Jianyang, Liu yi, Zhao Hongtie, et al. Experimental study on seismic behavior of special shape SRC column [J]. *Journal of Building Structures*, 2009, 30(4): 69 — 77. (in Chinese)

- [10] Xiang P, Deng Z H, Su Y S, et al. Experimental investigation on joints between steel-reinforced concrete T-shaped column and reinforced concrete beam under bidirectional low-cyclic reversed loading [J]. *Advances in Structural Engineering*, 2017, 20(3): 446 — 460.
- [11] 王妮, 陈宗平, 陈宇良. 反复荷载下型钢混凝土异形柱空间角节点的破坏机理及损伤分析[J]. *工程力学*, 2015, 32(3): 140 — 150.
Wang Ni, Chen Zongping, Chen Yuliang. Failure mechanism and damage analysis of space corner joints of SRC L-shaped columns under cyclic loading [J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(3): 140 — 150. (in Chinese)
- [12] 杨涛, 张喜德, 钟海牛, 等. T形截面钢骨混凝土异形柱框架抗震性能拟动力试验[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2015, 46(6): 2171 — 2177.
Yang Tao, Zhang Xide, Zhong Hainiu, et al. Pseudo-dynamic test on seismic behavior of frame with T-shaped SRC columns [J]. *Journal of Central South University (Science and Technology)*, 2015, 46(6): 2171 — 2177. (in Chinese)
- [13] 刘祖强, 薛建阳, 赵鸿铁. 型钢混凝土异形柱框架滞回性能分析[J]. *工程力学*, 2016, 33(7): 73 — 83.
Liu Zuqiang, Xue Jianyang, Zhao Hongtie. Analysis on hysteretic behavior of steel reinforced concrete frame with special-shaped columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(7): 73 — 83. (in Chinese)
- [14] 蔡新江, 贾红星, 巩牧华, 等. 基于单柱子结构模型的型钢混凝土异形柱框架抗震性能混合试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2017, 38(4): 35 — 44.
Cai Xinjiang, Jia Hongxing, Gong Muhua, et al. Seismic hybrid simulation of reinforced concrete frame with specially-shaped columns based on single column substructure model [J]. *Journal of Building Structures*, 2017, 38(4): 35 — 44. (in Chinese)
- [15] 薛建阳, 韩琛, 刘祖强, 等. 不同加载方式下实腹式型钢混凝土T形截面柱损伤试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2016, 37(5): 112 — 121.
Xue Jianyang, Han chen, Liu Zuqiang, et al. Experimental investigation on damage of solid-web steel reinforced concrete T-shaped columns under different loading patterns [J]. *Journal of Building Structures*, 2016, 37(5): 112 — 121. (in Chinese)
- [16] 陈宗平, 徐金俊, 陈宇良, 等. 基于修正Park-Ang模型的型钢混凝土异形柱框架节点地震损伤研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(8): 90 — 98.
Chen Zongping, Xu Jinjun, Chen Yuliang, et al. Seismic damage of SRC special shaped column frame joints based on modified Park-Ang model [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(8): 90 — 98. (in Chinese)
- [17] 靳思睿, 曾磊, 肖云峰, 等. 型钢混凝土异形柱-钢梁框架节点地震损伤分析[J]. *工程抗震与加固改造*, 2017, 39(2): 18 — 23.
Jin Siqian, Zeng Lei, Xiao Yunfeng, et al. Seismic damage analysis of SRC frame joints with special shape column based on modified Park-Ang model [J]. *Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting*, 2017, 39(2): 18 — 23. (in Chinese)
- [18] Valles R E, Reinhorn A M. Idarc2d Version4.0: A program for the inelastic damage analysis of buildings [R]. Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, SUNY, Buffalo, 1996.
- [19] 钟德理, 冯启民. 基于地震动参数的建筑物震害研究[J]. *地震工程与工程振动*, 2017, 39(2): 18 — 23.
Zhong Deli, Feng Qimin. Investigation on building destruction based on seismic coefficient [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2017, 39(2): 18 — 23. (in Chinese)
- [20] 薛建阳, 周超锋, 刘祖强, 等. 型钢混凝土异形柱损伤行为及性能量化指标研究[J]. *土木工程学报*, 2020, 53(2): 1 — 11.
Xue Jianyang, Zhou Chaofeng, Liu Zuqiang, et al. Research on damage behavior and quantitative indexes for steel reinforced concrete column with irregular section [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2020, 53(2): 1 — 11. (in Chinese)
- [21] Lestuzzi P, Bachmann H. Displacement ductility and energy assessment from shaking table on RC structural walls [J]. *Engineering Structures*, 2007, 28(8): 1708 — 1721.
- [22] FEMA-356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [23] 刘祖强, 薛建阳, 陈宗平, 等. 型钢混凝土异形柱框架性能指标量化研究[J]. *应用基础与工程科学学报*, 2017, 25(2): 356 — 368.
Liu Zuqiang, Xue Jianyang, Chen Zongping, et al. Quantitative research on performance index for SRC frame with special-shaped columns [J]. *Journal of Basic Science and Engineering*, 2017, 25(2): 356 — 368. (in Chinese)