第 40 卷　第 5 期
2025 年 10 月
实　验　力　学
JOURNAL OF EXPERIMENTAL MECHANICS
Vol. 40　No. 5
Oct.　2025

文章编号：1001-4888(2025)05-0666-15

方钢管型钢再生混凝土组合柱地震损伤性能及计算模型研究*

章晴雯[1]，马辉[2]，张国恒[2]

(1.嘉兴职业技术学院 城市建设学院，浙江嘉兴 314036；2.西安理工大学 土木建筑工程学院，陕西西安 710048)

摘要：为探究地震作用下方钢管型钢混凝土组合柱的破坏形态和损伤性能，本文设计制作了 9 根组合柱试件，通过低周反复荷载试验研究了组合柱的地震损伤特征及滞回性能指标，并研究了方钢管宽厚比、配钢率、轴压比及再生骨料取代率等参数对组合柱滞回性能的影响规律。在此基础上，考虑到最大位移变形和滞回累积耗能对组合柱地震损伤性能的影响程度，通过反演法对 Park-Ang 地震损伤模型进行系数修正，提出了符合组合柱地震损伤特征及规律的计算模型，进而深入分析了不同设计参数下组合柱地震损伤指数的发展规律。基于上述研究结果，将组合柱的性态水平分为正常使用、暂时使用、修复后使用、生命安全和防止倒塌 5 个等级；结合组合柱的性态水平和地震损伤指标，确立了组合柱的地震损伤破坏状态、性能水平、可修复程度、界限位移角和界限损伤指标之间的关系，得到了组合柱在各性能水准下对应的位移角限值分别为 1/170、1/106、1/50、1/35、1/30。本文研究结论可为评估该类型组合柱在地震作用下的损伤性能提供参考。

关键词：组合柱；型钢再生混凝土；方钢管混凝土；地震损伤性能；损伤量化指标

中图分类号：TU398　　**文献标志码**：A　　DOI：10.7520/1001-4888-24-113

0　引言

随着我国城市化进程的加快，天然建筑材料和砂石资源的需求急剧增加，导致天然砂石资源的过度开采和浪费，同时建筑垃圾如废弃混凝土等堆积如山，严重破坏自然生态环境[1]，亟须有效处理上述棘手问题。再生混凝土的提出实现了对废弃混凝土的循环回收利用，有效提高了建筑垃圾的利用率，减少了天然骨料的开采[2]。然而，再生粗骨料存在微裂缝及来源分散等问题，会使再生混凝土的力学性能出现不同程度下降。研究表明[3−5]，与常规混凝土结构相比，再生混凝土结构在受力性能上表现出一定程度的减弱，这会导致再生混凝土在实际工程应用中受到限制。

为改善再生混凝土结构或构件的力学性能，部分学者将钢与再生混凝土有效组合，提出了绿色环保的型钢再生混凝土柱、钢管再生混凝土柱等组合构件，试验和模拟研究表明，相比钢筋再生混凝土构件，型钢再生混凝土具有较好的延性和较高的承载力，随着再生粗骨料取代率的增大，其力学性能略有降低[5]；此外，钢管再生混凝土柱表现出良好的耗能能力和延性[6−8]，由于钢管的约束作用，再生粗骨料取代率的不利影响被削弱，对组合柱的力学性能影响较小。另外，马辉等[9]提出了钢管型钢再生混凝土组

* **收稿日期**：2024-07-09；**修回日期**：2024-10-31

基金项目：浙江省教育厅科研项目(Y202248686)；嘉兴职业技术学院校立科研项目(jzyy202537)；陕西省自然科学基础研究计划项目(2025JC-YBMS-407)

通信作者：马辉(1985－)，男，工学博士，副教授，硕士生导师。研究领域：钢与混凝土组合结构。Email：mahuiwell@163.com

合柱，旨在通过结构优化提升再生混凝土构件的承载能力和抗震性能，即将钢管、再生混凝土及型钢三者结合形成新型组合柱，该组合柱不仅继承了钢管再生混凝土结构较高的延性和施工方便等优点，同时也吸收了型钢再生混凝土结构较高的刚度和承载能力，有效解决了型钢再生混凝土浇筑较为困难和钢管局部易屈曲的缺点。马辉等[9-10]前期对钢管型钢再生混凝土组合柱的受压性能等进行了一定研究，结果表明，钢管和型钢共同作用下显著提高了组合柱的承载力和延性等，具有良好的工程价值。

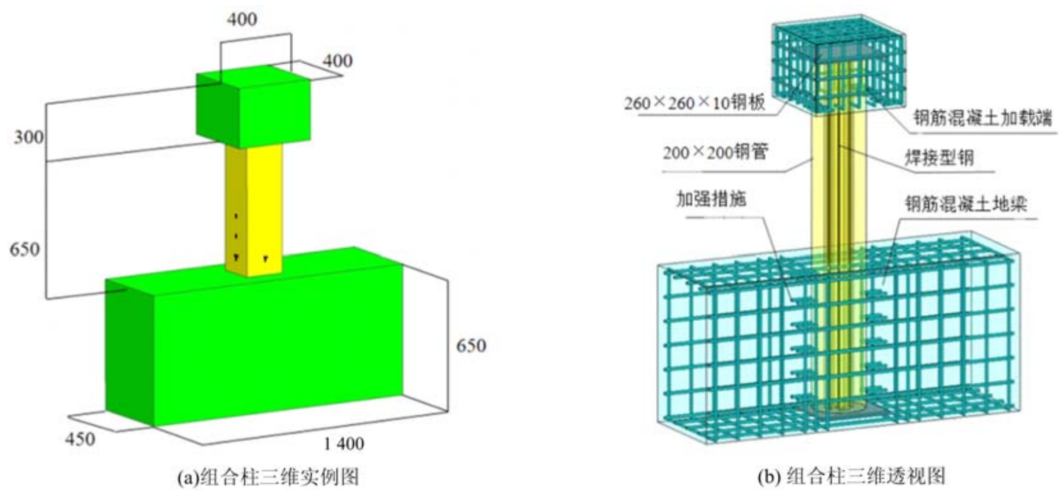
目前，对钢管型钢再生混凝土组合柱抗震性能的研究工作很少，尤其缺乏适用于该类组合柱的地震损伤模型[11]，建立适用于该类组合柱的地震损伤模型是实现其地震损伤性能评估亟须解决的关键问题，因此有必要开展相关研究。基于变形和能量的 Park-Ang 双参数模型是目前经典地震损伤模型，有学者结合试验研究数据对 Park-Ang 损伤模型进行了相关修正，建立了适用于再生混凝土构件的地震损伤模型[12-13]，这对研究钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤性能评估方法具有重要意义。

考虑到目前缺乏适用于钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤模型，本文通过低周反复荷载试验，揭示方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤规律及破坏特征；引入组合系数修正 Park-Ang 损伤模型，建立反映该组合柱地震损伤规律的计算模型；通过深入分析不同设计参数对组合柱地震损伤指数发展的影响程度，最终确立组合柱性态水平、损伤破坏程度和界限损伤指标之间的关系。相关研究结论可为该类组合柱的地震损伤性能评估提供依据。

1　方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤试验概述

1.1　试验设计与加载

本文试验设计的 9 根方钢管型钢再生混凝土组合柱试件如图 1 所示。根据文献[14]，确定组合柱的设计参数及相关说明，见表 1。方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的高度为 800 mm；组合柱截面几何尺寸长宽均为 200 mm，钢筋混凝土加载端头高 300 mm，其截面几何尺寸长宽均为 400 mm；组合柱试件的地梁截面尺高 450 mm，长宽分别为 1 400 mm 和 650 mm。此外，根据《组合结构设计规范》JGJ 138－2016 可知[14]，表 1 中组合柱的轴压比计算方法为 $n=N/(f_cA_c+A_sf_y+f_aA_a)$，其中 N 为轴向力设计值；$f_c$为混凝土轴心抗压强度设计值；$A_s$为方钢管的横截面积；$f_y$为钢材屈服强度；$A_c$为柱截面中混凝土面积；$f_a$为型钢抗压强度设计值；$A_a$为型钢截面面积；再生粗骨料取代率采用总骨料质量替换百分数计算。



(a)组合柱三维实例图　　(b) 组合柱三维透视图

图 1　组合柱试件的构造示意图(单位：mm)

Fig. 1　Construction diagram on the specimens of composite columns(unit：mm)

组合柱的方钢管和型钢分别采用 Q235 和 Q390 级钢材，截面形式及尺寸如图 2 所示；工字型钢采用多块钢板焊接而成。组合柱采用的再生混凝土强度等级为 C40，拆迁形成的废弃混凝土用于制作再生粗骨料，其压碎指标、吸水率、级配、密度等均满足规范《混凝土用再生粗骨料》GB/T 25177－2010[15]中的要求，其中再生粗骨料的吸水率为 3.6%；天然粗骨料采用人工碎石，且符合 5～25 mm 的级配要

求,压碎指标为 9%;选用级配良好的中粗河砂作为细骨料;水泥选用 42.5 级硅酸盐水泥,其性能满足《通用硅酸盐水泥》GB 175—2023[16]中的规定要求。此外,由于再生骨料相较于天然骨料具有较强的吸水性,搅拌再生混凝土时添加奈系减水剂,以保证再生混凝土的施工性能。本文中再生混凝土的配合比见表 2。

表 1 方钢管型钢再生混凝土组合柱试件试验参数

Tab. 1 Test parameter on the specimens of composite columns

组合柱试件编号	焊接工字型钢				方钢管壁厚 t/mm	方钢管宽厚比 B/t	再生粗骨料取代率 r/%	型钢配钢率 α/%	轴压比 n
	b_{f1}/mm	h_w/mm	t_w/mm	t_f/mm					
SSTSRRC-1	95	80	6	8	4	50.00	0	5.00	0.30
SSTSRRC-2	95	80	6	8	4	50.00	50	5.00	0.30
SSTSRRC-3	95	80	6	8	4	50.00	100	5.00	0.30
SSTSRRC-4	95	80	6	8	2	100.00	100	5.00	0.30
SSTSRRC-5	95	80	6	8	6	33.30	100	5.00	0.30
SSTSRRC-6	83	60	6	8	4	50.00	100	4.22	0.30
SSTSRRC-7	120	100	6	8	4	50.00	100	6.30	0.30
SSTSRRC-8	95	80	6	8	4	50.00	100	5.00	0.20
SSTSRRC-9	95	80	6	8	4	50.00	100	5.00	0.40

注:b_{f1}为型钢翼缘宽度;h_w为型钢腹板高度;t_w为型钢腹板厚度;t_f为型钢翼缘厚度;t 为方钢管壁厚度;B 为方钢管宽度。

本文试验采用竖向荷载和水平荷载相结合的加载形式,分别在组合柱的上部加载端的作用中线施加竖向荷载和水平荷载。利用液压千斤顶将竖向荷载加载至预定轴压力;水平荷载利用 MTS 电液伺服作动器施加。组合柱试件的加载制度采用荷载-位移联合加载控制[17],组合柱试件发生屈服前利用荷载控制加载,而在达到屈服荷载后加载方式变为位移控制加载,加载时每级位移循环往复 3 次;当组合柱的水平承载力下降至 85%峰值承载力时,认为组合柱试件达到极限破坏状态而丧失承载力,停止加载,试验结束。试件的试验加载制度如图 3(b)所示,其中 F_y为屈服荷载;Δ_y为屈服位移[17]。

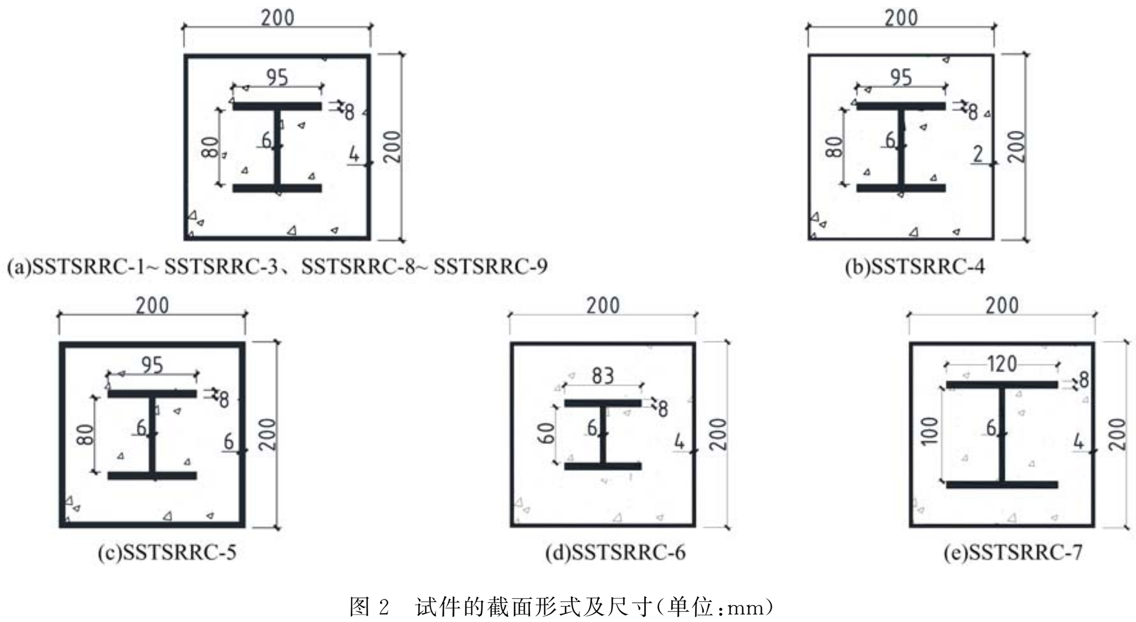


图 2 试件的截面形式及尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Cross-sectional forms and dimensions on the specimens(unit: mm)

表 2　再生混凝土材料的配合比设计

Tab. 2　Mix proportion design of recycled aggregate concrete

再生混凝土强度等级	再生粗骨料取代率 r/%	水胶比	单位体积用量/(kg/m³)					
			河砂	普通硅酸盐水泥	普通自来水	再生粗骨料	天然粗骨料	高效减水剂
C40	0	0.411	576	443	182.10	0	1 171.00	1.75
	50	0.433	576	443	192.00	585.50	585.50	1.75
	100	0.456	576	443	202.00	1 171.00	0	1.75

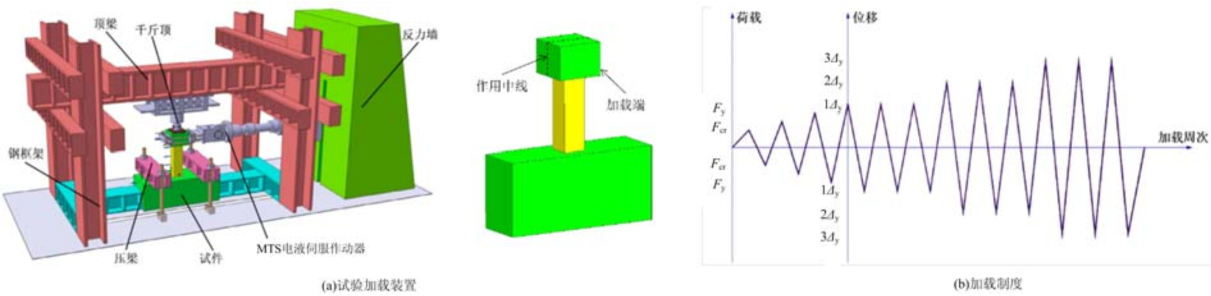


图 3　组合柱的试验加载装置与加载制度

Fig. 3　Test loading devices and loading systems on the specimens of composite columns

1.2　主要试验结果

反复荷载下方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的破坏形态如图 4 所示，组合柱在加载过程中经历了弹性阶段、弹塑性阶段和塑性阶段 3 个阶段，组合柱的反复荷载破坏形态为压弯塑性铰破坏。随着荷载的不断增大，内部再生混凝土逐渐开裂、压碎，导致体积膨胀，使外部方钢管发生鼓曲变形；随着荷载继续增加，内部型钢先达到屈服强度进入屈服状态，随后外部方钢管发生鼓曲变形屈服，组合柱的柱底出现较为明显的塑性铰，且方钢管角部出现撕裂现象，这是由于方钢管角部容易产生应力集中现象，在反复荷载作用下，方钢管角部应力较大且遭受低周疲劳损伤，从而导致方钢管角部撕裂；在此之后继续增大水平荷载，组合柱的承载能力逐渐降低，直至无法再承受外部荷载的作用。

方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的滞回曲线如图 5 所示，其中 F 为荷载，Δ 为位移[17]。从图 5 可以看出，组合柱的滞回曲线所围面积饱满，均呈纺锤状，其抗震性能和延性变形能力表现较好，同时该组合柱具有较高的承载力和侧向刚度，主要规律分析如下：

1）加载初期，方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的滞回曲线变化较小，曲线斜率基本保持不变，滞回曲线包围的面积较小且基本重合在一起，此时组合柱处于弹性阶段，残余变形较小，累积滞回累积耗能也较小，刚度未退化，组合柱表面未出现明显的地震损伤特征。

2）随着水平荷载增大，直至内部型钢及方钢管相继达到屈服状态，此时方钢管型钢再生混凝土组合柱试件进入弹塑性工作阶段，组合柱的位移不再呈线性变化规律，滞回环形状逐渐打开，与坐标轴所包围面积不断扩大，向饱满的纺锤状发展，其耗能能力不断增强；在反复荷载的持续作用下，组合柱的损伤特征愈发明显，侧向刚度随之降低，表现出强度和刚度等性能指标退化。此时，在卸载过程中组合柱的变形并未完全恢复到初始状态，这一现象说明该组合柱已从弹性阶段进入弹塑性受力阶段。

3）采用位移控制加载后，方钢管型钢再生混凝土组合柱试件出现较为明显的强度衰减和刚度退化现象，但衰减速率总体相对较慢，表明组合柱具有较好的延性变形能力；峰值荷载过后，组合柱的滞回曲线更加趋于饱满，但其水平承载力逐渐呈下降趋势；继续增大水平循环位移，组合柱柱根处的方钢管鼓曲变形明显，且逐渐形成较为饱满的“环状”鼓曲，甚至出现方钢管脚部棱上开裂和漆皮持续剥离的现象，组合柱的强度和刚度退化严重，残余变形显著增大，直至组合柱达到极限破坏状态。

表 3 为低周反复荷载作用下，方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的主要荷载特征值和延性系数计算值，其中位移延性系数计算公式为

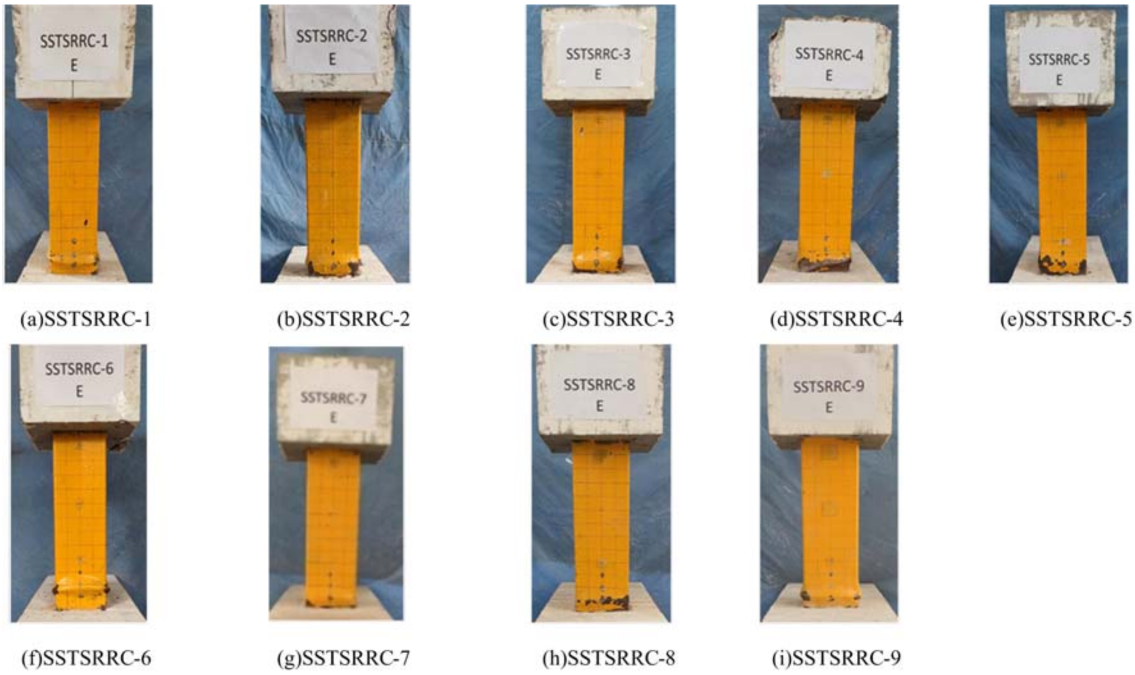


图 4 组合柱试件的破坏形态

Fig. 4 Failure modes on the specimens of composite columns

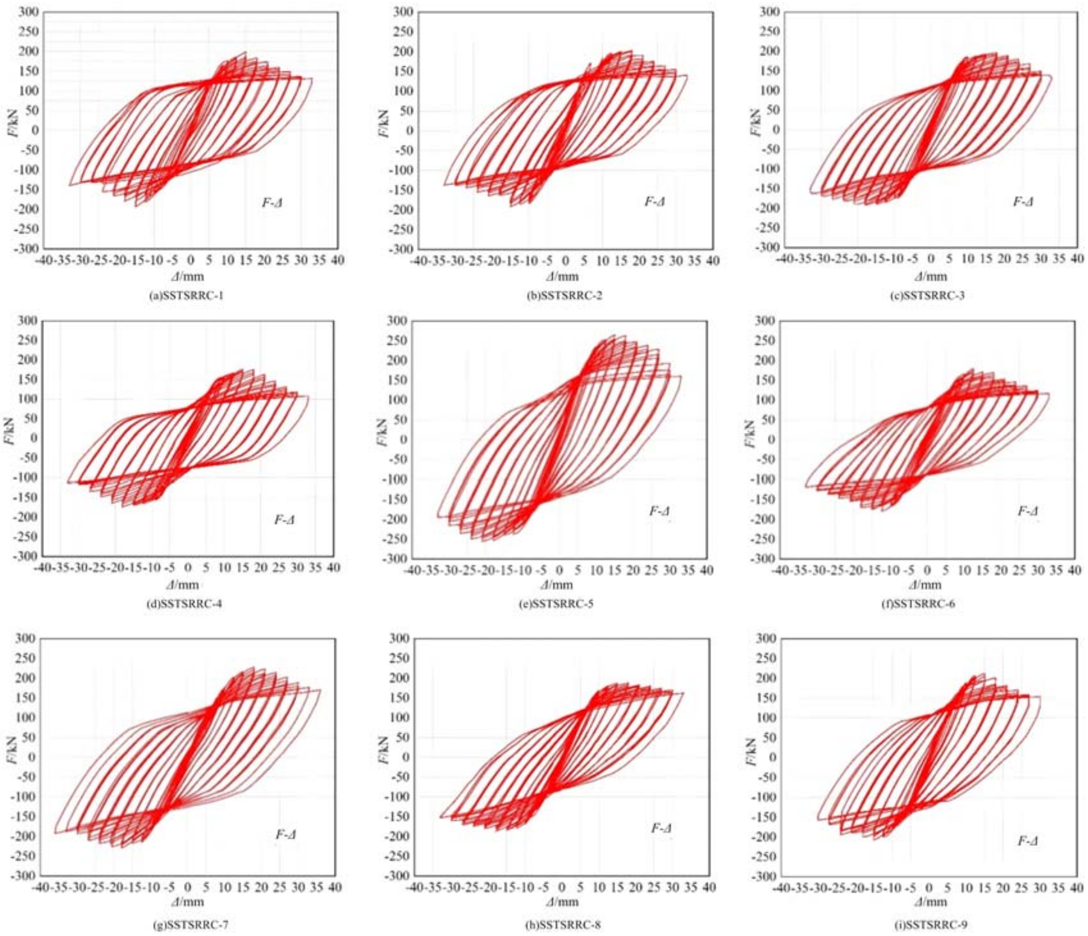


图 5 组合柱试件的滞回曲线

Fig. 5 Hysteretic curves on the specimens of composite columns

$$\mu=\frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{1}$$

式中：Δ_u为试件的极限位移；Δ_y为试件的屈服位移。组合柱的屈服变形和屈服荷载可采用通用弯矩法得到；组合柱进入滞回曲线下降段后，取 0.85 倍峰值荷载对应的位移作为组合柱的极限位移，此时的荷载为相应的极限荷载。由表 3 可知，除了个别组合柱试件外，大部分方钢管型钢再生混凝土组合柱的位移延性系数大于 3.0，表明该组合柱在水平地震作用下具有良好的延性和变形能力。

表 3　方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的主要荷载特征点均值

Tab. 3　Mean values of primary load characteristics for the specimens of composite columns

组合柱试件编号	屈服特征点均值		峰值特征点均值		极限特征点均值		位移延性系数均值 μ
	Δ_y/mm	F_y/kN	Δ_{max}/mm	F_{max}/kN	Δ_u/mm	F_u/kN	
SSTSRRC-1	7.12	139.54	16.52	196.40	23.61	160.56	3.32
SSTSRRC-2	7.37	154.92	16.52	197.22	23.48	169.33	3.18
SSTSRRC-3	8.60	167.55	18.00	193.31	26.36	165.75	3.06
SSTSRRC-4	8.43	146.11	16.52	165.01	24.03	146.66	2.85
SSTSRRC-5	8.91	206.84	18.02	259.79	29.03	219.59	3.26
SSTSRRC-6	8.21	151.77	15.02	187.92	22.48	159.73	2.74
SSTSRRC-7	9.11	174.68	18.02	228.28	30.04	190.82	3.30
SSTSRRC-8	9.27	159.30	18.02	186.74	30.04	158.73	3.24
SSTSRRC-9	8.77	172.95	15.02	209.57	25.27	178.13	2.88

注：Δ_y为屈服位移；F_y为屈服荷载；Δ_{max}为峰值位移；F_{max}为峰值荷载；Δ_u为极限位移；F_u为极限荷载；μ为位移延性系数。

为了解不同试验参数对方钢管型钢再生混凝土组合柱试件滞回累积耗能的影响规律，本文计算获得了组合柱的滞回耗能 E_i（表 4），表中每级滞回耗能均为该位移循环结束时对应滞回环的耗能数值，试件 SSTSRRC-9 由于达到极限状态而未测得最后位移循环的相关试验数据。从表 4 中可以看出，在相同反复循环位移下，增加再生粗骨料取代率或增大轴压比，方钢管型钢再生混凝土组合柱的滞回累积耗能能力逐渐降低，表明组合柱的耗能能力逐渐变差；而减小方钢管宽厚比（即增加方钢管壁厚）或增加型钢配钢率，则有利于提高方钢管型钢再生混凝土组合柱的耗能能力，即该组合柱抵抗地震的能力增强。

表 4　方钢管型钢再生混凝土组合柱试件的滞回耗能 E_i

Tab. 4　Hysteretic energy dissipation E_i on the specimens of composite columns

试件编号	Δ_y	$1.25\Delta_y$	$1.5\Delta_y$	$1.8\Delta_y$	$2.1\Delta_y$	$2.4\Delta_y$	$2.7\Delta_y$	$3.0\Delta_y$	$3.3\Delta_y$
SSTSRRC-1	2 163.30	4 002.16	6 963.10	11 238.30	16 889.90	23 987.70	32 330.90	41 495.50	51 477.50
SSTSRRC-2	2 147.00	3 596.10	6 066.50	10 160.40	15 661.70	22 510.40	30 463.30	39 773.40	49 807.50
SSTSRRC-3	2 133.20	3 592.10	6 056.40	10 079.80	15 635.00	22 500.30	30 334.90	39 722.50	49 798.00
SSTSRRC-4	2 069.60	3 479.30	5 990.40	10 591.10	15 396.80	21 025.80	27 398.50	34 711.10	42 928.90
SSTSRRC-5	2 253.20	3 799.50	6 865.00	11 201.10	15 936.30	23 208.90	30 397.50	38 862.90	51 247.40
SSTSRRC-6	1 997.70	3 238.30	5 013.40	9 333.80	12 396.10	19 119.20	26 619.80	32 915.50	42 021.00
SSTSRRC-7	2 311.00	3 964.20	6 921.60	11 290.90	16 086.80	23 412.70	32 235.10	41 730.10	51 682.30
SSTSRRC-8	2 431.20	3 984.30	7 052.50	12 722.60	17 882.80	24 756.10	33 848.90	44 107.80	54 599.70
SSTSRRC-9	2 123.40	3 330.90	5 228.30	9 686.80	13 664.60	20 179.60	27 695.20	33 363.50	—

2　方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤计算模型

结构或构件在地震损伤累计的过程中，首先出现材料变形、裂缝发展等现象，随着结构或构件内部

损伤的逐渐累积和不断演变,其抗震性能将不可避免地出现衰退,直至承载力无法满足既定要求,从而引发失效。因此,如何采用有效手段来评估结构的地震损伤程度,对指导其抗震性能化设计而言显得尤为关键。这不仅能够更准确地预测结构的抗震能力表现,还能为结构的加固和优化提供科学依据,确保结构在地震中的安全性。本文在现有地震损伤计算模型研究的基础上,结合低周反复荷载试验测试数据,提出了适用于方钢管型钢再生混凝土组合柱地震损伤特征的计算模型。

2.1 Park-Ang 模型

PARK 和 ANG[18] 基于大量的钢筋混凝土梁柱试验数据,提出了基于变形和能量耗散的双参数地震损伤模型(Park-Ang 模型),具体表达式为

$$D=\frac{\Delta_{m}}{\Delta_{u}}+\beta\frac{E_{h}}{F_{y}\Delta_{u}} \tag{2}$$

式中:D 为构件的损伤指数;E_h 和 F_y 分别为构件的累积滞回耗能和屈服强度;Δ_m 和 Δ_u 分别为构件在实际荷载作用下的最大位移和静载作用下的极限位移;β 为构件耗能因子,其表达式为

$$\beta=(-0.447+0.073\lambda+0.24n_{0}+0.314\rho_{t})\times 0.7\,\rho_{w} \tag{3}$$

式中:ρ_w 为构件的体积配箍率;ρ_t 为构件的纵筋配筋率;n_0 和 λ 分别为构件的轴压比和剪跨比。

虽然 Park-Ang 模型能够结合变形和能量两方面综合评估钢筋混凝土构件在地震作用下的损伤特征,但这一损伤计算模型仍有待提升,它尚未充分考量加载过程中滞回环累积幅值对损伤程度的影响。结合文献[19]可知,对大位移循环及中等位移循环,Park-Ang 模型具有较好的模拟效果,而当位移循环幅值较小时,Park-Ang 模型则会在累积耗能项出现失真情况。另外,该模型中参数 β 是基于钢筋混凝土梁柱的大量试验结果,采用数据统计回归方法获得的,比较适合于钢筋混凝土构件。与钢筋混凝土构件相比,方钢管型钢再生混凝土组合柱在地震损伤特性方面存在显著差异,现有 Park-Ang 模型难以匹配该组合柱。因此,为了更准确地评估方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤情况,对现有的 Park-Ang 损伤模型进行必要的修正显得尤为关键。

2.2 修正后的 Park-Ang 双参数损伤模型

本文以试验数据为基础,结合累计耗能项和最大变形项的共同作用影响,引入组合系数 a 以提高 Park-Ang 损伤模型在方钢管型钢再生混凝土组合柱的适用性,其中采用 D_X 为变形损伤分量;D_e 为耗能损伤分量。结合 2 种损伤分量 D_X 和 D_e,方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤计算模型如下:

$$D=(1-a)D_{X}+aD_{e} \tag{4}$$

$$D_{X}=\frac{\Delta-\Delta_{y}}{\Delta_{u}-\Delta_{y}} \tag{5}$$

$$D_{e}=\frac{E_{h}}{F_{y}\Delta_{u}} \tag{6}$$

式中:D 为修正后构件的损伤指数;Δ 为加载过程中某级循环荷载对应的方钢管型钢再生混凝土组合柱的最大位移;Δ_y 为加载过程中方钢管型钢再生混凝土组合柱的屈服位移。根据文献[20],$\Delta_u=\Delta_m/0.62$,Δ_m 为组合柱在整个加载过程中的最大位移,当 $\Delta<\Delta_y$ 时,取 $\Delta-\Delta_y=0$;将计算所得的 D_e 和 D_X 代入式(4),可得到式(7),即修正后的双参数损伤模型。取 $D=1.0$,使模型在边界的计算值收敛,如式(8)所示,令 $X=X_m$ 可计算 a 的值,方钢管型钢再生混凝土组合柱系数 a 的取值见表 5。

$$D=(1-a)\frac{\Delta-\Delta_{y}}{\Delta_{u}-\Delta_{y}}+a\frac{E_{h}}{F_{y}\Delta_{u}} \tag{7}$$

$$a=\frac{(\Delta_{u}-\Delta_{m})\times F_{y}\times\Delta_{u}}{E_{h}\times(\Delta_{u}-\Delta_{y})-F_{y}\times\Delta_{u}\times(\Delta_{u}-\Delta_{m})} \tag{8}$$

对方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤性能进行评估时,本文综合了多个关键设计参数如再生粗骨料取代率、型钢配钢率、轴压比等的影响,以保证评估结果的准确性。为精确计算组合系数 a,借助 SPSS 软件对式(4)中的 a 进行拟合,可得出如式(9)所示的计算公式。此外,对方钢管型钢再生混凝土组合柱的损伤指标 D 进行归一化处理,如式(10)所示,其中 D_i 为特征荷载下的组合柱损伤指标;D_u 为完全破坏状态下的组合柱损伤指标。应用式(7)地震损伤模型计算公式,可以计算出方钢管型钢再生

混凝土组合柱在不同特征点下的损伤指标，详细结果见表 6。

表 5　组合柱各试件的组合系数 a

Tab. 5　Composite coefficients a of the composite columns' specimens

组合柱试件编号	组合系数 a		
	负向	正向	平均
SSTSRRC-1	0.061 5	0.064 6	0.063 0
SSTSRRC-2	0.055 5	0.064 3	0.059 9
SSTSRRC-3	0.069 5	0.078 3	0.073 9
SSTSRRC-4	0.078 7	0.051 3	0.065 0
SSTSRRC-5	0.054 8	0.052 6	0.053 7
SSTSRRC-6	0.070 5	0.070 6	0.070 6
SSTSRRC-7	0.066 9	0.067 6	0.067 3
SSTSRRC-8	0.067 6	0.066 8	0.067 2
SSTSRRC-9	0.056 2	0.062 1	0.059 2

表 6　方钢管型钢再生混凝土组合柱主要荷载特征点的损伤计算指标

Tab. 6　Damage calculation indexes on the main load characteristic points of composite columns

组合柱试件编号	地震损伤计算指标		
	屈服特征点	峰值特征点	极限特征点
SSTSRRC-1	0.039 9	0.445 1	1.0
SSTSRRC-2	0.028 8	0.391 9	1.0
SSTSRRC-3	0.033 1	0.430 9	1.0
SSTSRRC-4	0.039 5	0.457 7	1.0
SSTSRRC-5	0.041 9	0.405 5	1.0
SSTSRRC-6	0.040 4	0.364 1	1.0
SSTSRRC-7	0.016 7	0.292 4	1.0
SSTSRRC-8	0.017 1	0.309 1	1.0
SSTSRRC-9	0.028 2	0.304 3	1.0

$$a = 0.073 + 0.01 \times \left[0.1r + 7.084 \times 10^{-5} \times \frac{D}{t} - 5.4\alpha - 4n\right] \quad (9)$$

$$D = \frac{D_i}{D_u} \quad (10)$$

损伤指数通常用来量化结构在地震作用过程中的损伤程度，图 6 为方钢管型钢再生混凝土组合柱在地震作用下损伤指数的变化趋势，该图直观地反映了组合柱地震损伤随荷载位移增加的变化(图中 Δ/L 表示位移角，无单位)。在加载的初始阶段，组合柱的损伤发展呈现出较为平稳的态势，损伤指数保持在较低水平。然而，随着加载过程的逐步深入，组合柱进入塑性变形阶段后，其损伤发展的速度明显加快。这一阶段中方钢管底部开始出现小范围的鼓曲变形，并且这一变形现象逐渐加剧。相应地，在损伤指数与位移角的关系曲线上，其斜率也随之增大，这标志着组

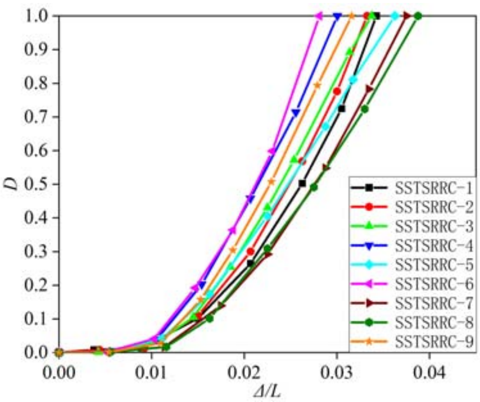


图 6　组合柱地震损伤指标的发展规律曲线

Fig. 6　Development law curves on the seismic damage indices of composite columns

合柱在地震作用下的整体损伤正加速累积。组合柱进入极限破坏状态时，其损伤指数达到最高值1.0，此时方钢管底部的鼓曲变形尤为显著，且其内部的再生混凝土遭受严重压碎，这意味着组合柱发生破坏，从而导致其承载能力最终失效。总体来看，经过修正的地震损伤模型不仅解决了原有Park-Ang计算模型的边界收敛性问题，还能够更真实地反映出组合柱在地震作用过程中的损伤发展规律和特征。

3 方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤性能分析

3.1 地震损伤过程分析

针对方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤指数及其发展规律曲线，本文将组合柱的地震损伤演变过程细分为以下4个阶段：损伤初始阶段、损伤急速发展阶段、损伤稳定累积阶段及最终破坏阶段。典型组合柱试件SSTSRRC-8在试验加载过程中各个阶段的损伤发展状况如图7所示。

(a)损伤初始阶段 (b)损伤急速发展阶段 (c)损伤稳定累积阶段 (d)最终破坏阶段

图7 组合柱试件SSTSRRC-8的地震损伤发展

Fig.7 Seismic damage development on the column specimen of SSTSRRC-8

1)损伤初始阶段。在加载的初始阶段，组合柱仅表现出微小的弹性形变，组合柱处于弹性工作状态，此时，组合柱表面无大变形且状况良好。同时，组合柱内部的型钢和方钢管的应变值相对较小，地震作用对组合柱造成的损伤微乎其微，损伤发展尚处于初始阶段；基于对组合柱的损伤指数计算，此阶段组合柱的损伤指标大致保持在0.025以下。

2)损伤急速发展阶段。继续增大水平荷载，组合柱内部的型钢应力、应变持续增大，再生混凝土产生裂缝，而外部方钢管底部逐渐出现鼓曲变形，方钢管的应力、应变增长迅速，且组合柱出现强度衰减及刚度退化现象，此时方钢管型钢再生混凝土组合柱的损伤发展处于急速发展阶段，地震损伤指标基本在0.025～0.300。

3)损伤稳定累积阶段。随着位移的不断增大，方钢管底部的鼓曲变形加剧；达到峰值位移时，方钢管底部表面漆皮翘曲严重甚至伴随有脱落现象，方钢管及型钢的应力、应变仍在继续增长，组合柱的强度衰减及刚度退化现象较为明显。此时，方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤发展持续稳定，且地震损伤计算指标基本分布在0.3～0.9。

4)最终破坏阶段。继续增大水平循环位移，此时方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤发展逐渐加剧，直至达到极限荷载，方钢管发生明显的鼓曲变形，产生明显的塑性铰破坏；部分组合柱的方钢管底部出现开裂现象，此时组合柱发生破坏而丧失水平承载力，其地震损伤指标达到1.0。

3.2 地震损伤参数分析

通过本文修正的地震损伤模型，可计算得到方钢管型钢再生混凝土组合柱地震损伤指标，不同参数下对组合柱地震损伤指数的影响分析(图8)如下：

由图8(a)可以看出再生粗骨料对方钢管型钢再生混凝土组合柱试件地震损伤指标发展的影响：初始加载时，再生粗骨料取代率分别为0%、50%和100%的3条曲线几乎重合，差距十分细微；随着水平荷载继续增大，3条曲线发生分离，其中取代率为100%的曲线速率上升最快，取代率为0%的曲线速率上升最慢；相同的加载位移下，组合柱的再生粗骨料含量越高，则地震损伤指数越大。总体而言，3种不同再生粗骨料取代率下组合柱的地震损伤发展规律比较接近，说明再生粗骨料取代率的影响程度较小。

由图8(b)可以看出方钢管宽厚比对组合柱试件地震损伤指标发展的影响：不同方钢管宽厚比下组

合柱的地震损伤指标发展曲线开始阶段较为接近；随着组合柱的损伤不断累积，组合柱出现强度和刚度退化现象，使组合柱的地震损伤发展不断加快；方钢管宽厚比对组合柱地震损伤发展影响较为明显，随着方钢管宽厚比的增加（即方钢管壁厚减小），组合柱的地震损伤指标增长越快，说明组合柱地震损伤越严重。这是因为方钢管管壁减小时（即方钢管宽厚比变大），降低了方钢管对内部再生混凝土的约束能力，从而加快了构件的地震损伤发展速率，即方钢管宽厚比的增大不利于减缓方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤发展。

由图 8(c)可以看出，不同型钢配钢率对方钢管型钢再生混凝土组合柱试件地震损伤指标发展的影响不同，组合柱的型钢配钢率越小，其损伤指标发展速率越快，说明型钢含量对组合柱的地震损伤发展影响显著；随着水平循环位移的持续增大，方钢管型钢再生混凝土组合柱的损伤指标曲线的差距愈发明显，配钢率的影响更加明显；组合柱的损伤指标随着配钢率的增大而减小，说明增大型钢配钢率能够减缓组合柱地震的损伤发展，增强组合柱的地震抵抗能力。

轴压比对方钢管型钢再生混凝土组合柱试件地震损伤指标发展的影响规律如图 8(d)所示。初始加载时，轴压比为 0.2、0.3、0.4 的 3 条组合柱损伤指标的发展曲线较为接近，说明轴压比对组合柱初期的损伤发展影响较小；当组合柱进入屈服阶段时，轴压比对组合柱损伤指标发展曲线之间影响加剧，从图 8(d)可以看出，增大轴压比，组合柱地震损伤指标也随之增大，其地震损伤更为严重；这与轴压比越大时，组合柱的抗震延性越差的发展规律相吻合。

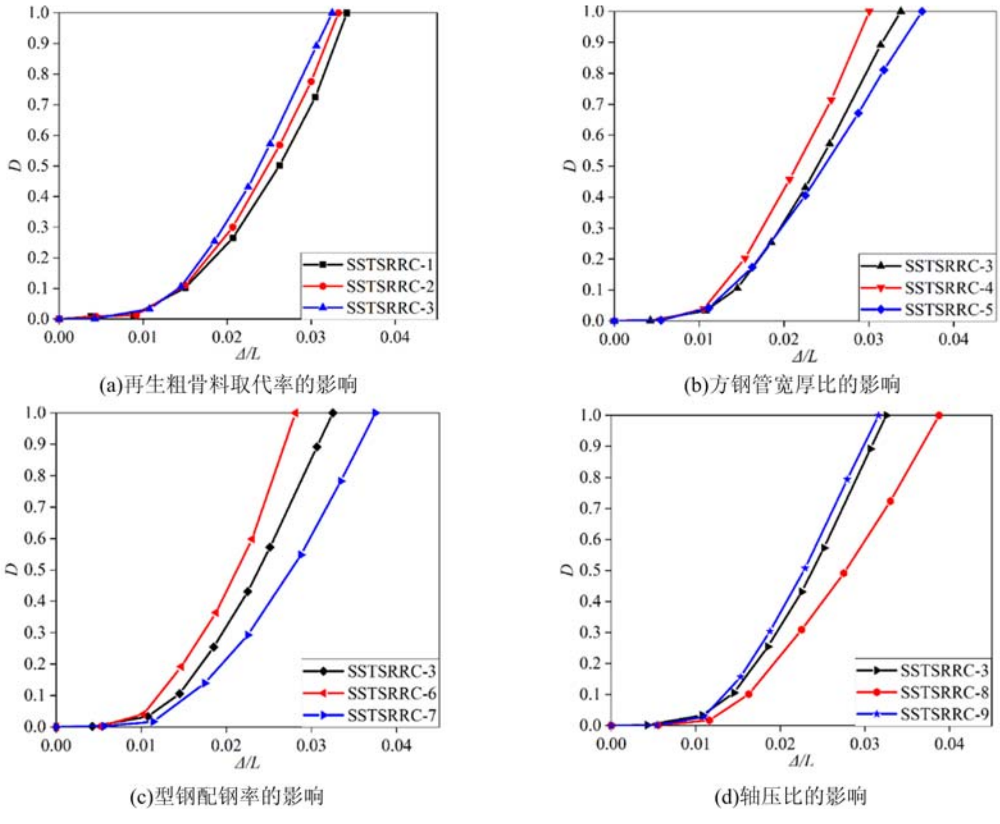


图 8　设计参数对方钢管型钢再生混凝土组合柱地震损伤指标的影响

Fig. 8　Influence of design parameters on seismic damage indicators of composite columns

4　方钢管型钢再生混凝土组合柱的抗震性能水准及量化准则

4.1　抗震性能水准划分

《建筑抗震设计规范》GB 50011－2010 以层间位移角为量化指标，将结构的性能目标定义划分为 5 类。参照文献[21－22]，本文将方钢管型钢再生混凝土组合柱划分为防止倒塌、生命安全、修复后使用、暂时使用和正常使用 5 类抗震性能水准。结合方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤破坏特征，参

照《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160:2004[22]确定方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤状态与性能水准的对应关系,见表 7。

表 7 方钢管型钢再生混凝土组合柱的不同地震损伤状态

Tab. 7 Different seismic damage states of composite columns

地震损伤状态	组合柱破坏状态的主要描述	性能水准划分	修复需求
基本完好	构件变形很小,刚度无退化,没有残余变形现象,处于弹性工作阶段	正常使用	无需修复
轻度破坏	构件轻微变形,方钢管出现鼓曲特征,产生残余变形,刚度出现退化现象,进入屈服受力阶段	暂时使用	稍加修复
中度破坏	构件变形明显,内部型钢发生屈服,方钢管鼓曲显著,出现较大残余变形,进入塑性阶段	修复后使用	修复并加强措施
重度破坏	外部方钢管达到屈服强度,柱根区域的再生混凝土严重压碎,构件刚度和强度出现严重退化,柱根区域形成明显塑性铰	生命安全	需要大修
倒塌破坏	构件内部再生混凝土破碎严重,方钢管角部鼓曲撕裂严重,承载力降至峰值荷载的 0.85 倍	防止倒塌	拆除重建

4.2 损伤量化方法

根据文献[23],可取 0.6 倍峰值荷载下对应的位移作为组合柱正常使用性能水准对应的弹性位移;此外,取组合柱承载力下降至 85%峰值荷载时对应的位移为防止倒塌性能水准对应的变形位移。图 9 和图 10 显示了方钢管型钢再生混凝土组合柱在正常使用和防止倒塌 2 种不同性能水准下的层间位移角直方分布图。通过正态分布数据统计法,可以获得方钢管型钢再生混凝土组合柱在上述 2 种性能水准下的位移角限值及其相应的保证率,见表 8 和表 9。

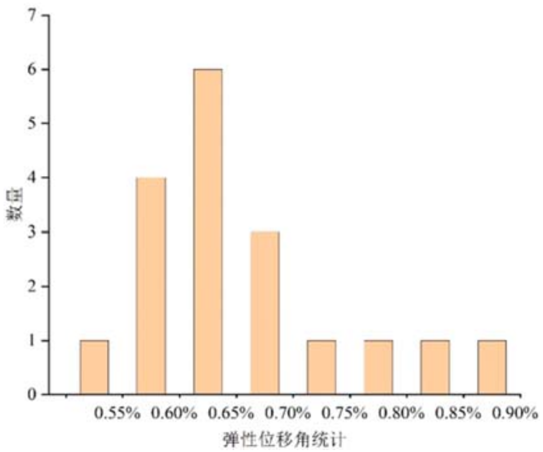


图 9 正常使用水准下组合柱的位移角统计

Fig. 9 Statistical of displacement angles for composite columns under the normal usage levels

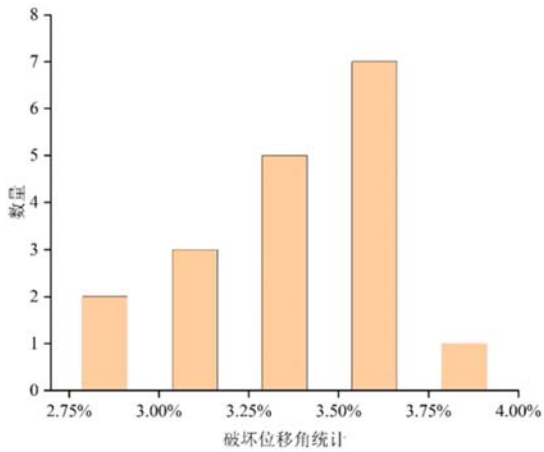


图 10 防止倒塌水准下组合柱的位移角统计

Fig. 10 Statistical of displacement angles for the composite columns under the preventing collapse levels

由表 8 和表 9 可知,方钢管型钢再生混凝土组合柱的保证率越大,越能保证构件安全,其对应的位移角越小,但越高的保证率意味着越高的成本投入。鉴于此,为保证组合柱的安全性和合理的经济性,本文保证率取 80%,从而得到方钢管型钢再生混凝土组合柱的正常使用位移角限值和防止倒塌位移角限值分别为 1/170 和 1/30。此外,根据文献[22],可计算得到方钢管型钢再生混凝土组合柱在暂时使用、修复后使用和生命安全 3 个性能水准下对应的位移角限值。当发生中等地震破坏时,即修复后使用

下，组合柱的最大允许变形量定义为防止倒塌的极限变形值与正常使用的变形极值的平均值；当发生轻度地震破坏时，即暂时使用下，组合柱的变形限值定义为中等损伤时的变形取值与弹性阶段变形极值的平均值；当发生严重地震破坏时，即生命安全下，组合柱的变形可取 0.9 倍防止倒塌变形限值。基于上述准则，可获得方钢管型钢再生混凝土组合柱在不同性能水准下的位移角限值，见表 10，表中“保证率”通常表示为结构或构件在规定的设计基准期内，满足各项功能要求的概率，反映了结构的安全性和可靠性[24]。

表 8　方钢管型钢再生混凝土组合柱的正常使用位移角限值及保证率

Tab. 8　Normal use displacement angle limit and guarantee rate of the composite columns

正常使用位移角限值	1/90	1/120	1/150	1/170
保证率	5%	11%	69%	81%

表 9　方钢管型钢再生混凝土组合柱的防止倒塌位移角限值及保证率

Tab. 9　Displacement angle limit and guarantee rate for the preventing collapse of composite columns

防止倒塌位移角限值	1/24	1/28	1/31	1/35
保证率	22%	43%	78%	89%

表 10　方钢管型钢再生混凝土组合柱在各性能水准下的位移角限值

Tab. 10　Limit values on the displacement angles of composite columns under different performance levels

防止倒塌位移角限值	正常使用	暂时使用	修复后使用	生命安全	防止倒塌
保证率	1/170	1/106	1/50	1/35	1/30

基于试验和理论研究，本文确定了方钢管型钢再生混凝土组合柱在不同抗震性态水平下相应的地震损坏程度和损伤指标，见表 11。

表 11　方钢管型钢再生混凝土组合柱的损伤量化准则

Tab. 11　Damage quantification criteria of the composite columns

损伤破坏状态	性能水准	可修复程度	界限位移角	界限损伤指标
基本完好	正常使用	无需修复	1/170	(0.00,0.02)
轻度破坏	暂时使用	稍加修复	1/106	[0.02,0.27)
中度破坏	修复后使用	必须修复	1/50	[0.27,0.60)
重度破坏	生命安全	大量修复	1/35	[0.60,0.85)
倒塌破坏	防止倒塌	不可修复	1/30	≥0.85

5　结论

本文结合低周反复荷载试验，对方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤特征及损伤计算模型进行了研究分析。

1）方钢管型钢再生混凝土组合柱达到极限破坏时，柱根区域的再生混凝土被压碎，内置型钢达到屈服状态，外部方钢管发生鼓曲变形，组合柱底部形成明显的塑性铰，甚至出现方钢管角部开裂现象；方钢管型钢再生混凝土组合柱的滞回曲线均呈现出比较饱满的纺锤形，组合柱达到峰值荷载后表现出较好的延性和耗能能力，总体地震损伤发展速率较为缓慢，呈现典型的延性破坏模式。

2）基于 Park-Ang 损伤计算模型，通过数值反演法确定组合系数，并考虑最大位移变形和累积耗能对方钢管型钢再生混凝土组合柱地震损伤的影响，建立了以变形和耗能为参数的组合柱地震损伤指数计算模型，并与试验相结合验证了该计算模型的适用性。

3)随着再生混凝土取代率或方钢管宽厚比的增加,组合柱的损伤指标发展速度逐渐加快,表明增加再生混凝土取代率或方钢管的宽厚比不利于缓减组合柱的地震损伤发展,且延性变差;随着型钢配钢率的增加,组合柱损伤指标发展速度减小,即增大型钢配钢率对降低组合柱的地震损伤发展有积极作用,延性增强。此外,增大轴压比加快了组合柱的损伤发展速度,即高轴压比下组合柱的地震损伤更为严重。

4)根据地震作用下方钢管型钢再生混凝土组合柱的不同损伤破坏状态及程度,可将组合柱划分为基本完好、轻度破坏、中度破坏、重度破坏和倒塌破坏5类,其对应的位移角限值分别为1/170、1/106、1/50、1/35和1/30。

5)通过应用数据统计分析方法,确定了不同性能水平下方钢管型钢再生混凝土组合柱的地震损伤指标的取值区间,并建立了量化该类型组合柱损伤的标准,该量化标准为这类组合柱的地震损伤量化评估提供了依据。

参考文献:

[1] 王春福,王瑜玲,张飞燕. 建筑垃圾再生骨料强化改性研究进展[J]. 硅酸盐通报,2020,39(8):2486-2491 (WANG Chunfu, WANG Yuling, ZHANG Feiyan. Research progress on reinforcement and modification of recycled concrete aggregate from construction waste[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2020, 39(8): 2486-2491 (in Chinese))

[2] TAM V W Y, SOOMRO M, EVANGELISTA A C J. A review of recycled aggregate in concrete applications (2000—2017)[J]. Construction and Building Materials, 2018, 172:272-292.

[3] 陈宗平,周春恒,陈宇良. 再生碎石混凝土力学性能试验研究[J]. 实验力学,2014,29(3):333-343 (CHEN Zongping, ZHOU Chunheng, CHEN Yuliang. Experimental investigation on mechanical properties of recycled gravel aggregate concrete[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2014, 29(3):333-343 (in Chinese))

[4] HUANG Y T, WANG J, YING M J, et al. Effect of particle-size gradation on cyclic shear properties of recycled concrete aggregate[J]. Construction and Building Materials, 2021, 301:124143.

[5] ZHANG J H, LI C, DING L, et al. Performance evaluation of cement stabilized recycled mixture with recycled concrete aggregate and crushed brick[J]. Construction and Building Materials, 2021, 296:123596.

[6] 曹万林,郭晏利,乔崎云,等. 型钢再生混凝土高轴压比柱抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报,2018,50(6):47-55 (CAO Wanlin, GUO Yanli, QIAO Qiyun, et al. Experimental study on seismic behavior of steel reinforced recycled concrete columns with high axial compression ratio[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, 50(6):47-55 (in Chinese))

[7] 牛海成,高锦龙,张耀宗,等. 方钢管高强再生混凝土叠合柱轴压性能试验研究[J]. 实验力学,2022,37(6):921-932 (NIU Haicheng, GAO Jinlong, ZHANG Yaozong, et al. Experimental study on axial compression behavior of high-strength recycled concrete-filled square steel tube reinforced concrete columns[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2022, 37(6):921-932 (in Chinese))

[8] 刘坚,张鹏程,刘长江,等. 内配型钢的方钢管再生混凝土短柱轴压承载力分析[J]. 混凝土,2021(10):1-5 (LIU Jian, ZHANG Pengcheng, LIU Changjiang, et al. Axial bearing capacity analysis of RAC-filled square steel tubular stub columns with encased profiled steel under axial compression[J]. Concrete, 2021(10): 1-5 (in Chinese))

[9] MA H, DONG J, HU G B, et al. Axial compression performance of composite short columns composed of RAC-filled square steel tube and profile steel[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 153(2):416-430.

[10] 马辉,黄成,胡广宾,等. 方钢管型钢再生混凝土组合柱轴压性能试验研究[J]. 实验力学,2020,35(4):669-680 (MA Hui, HUANG Cheng, HU Guangbin, et al. Experimental investigation on axial compression performance of recycled aggregate concrete filled square steel tube-profile steel composite columns[J]. Journal of Experimental Mechanics, 2020, 35(4):669-680 (in Chinese))

[11] 张涛,徐海荣. 钢-混凝土柱在结构工程中应用的研究进展综述[J]. 建材与装饰,2019(5):40-41 (ZHANG Tao,

XU Hairong. Review of research progress on the application of steel-concrete columns in structural engineering [J]. Construction Materials & Decoration，2019(5)：40-41 (in Chinese))

[12] 樊禹江，余滨杉，鲁元龙，等. 修正的 Park-Ang 性能增强再生混凝土框架中节点地震损伤模型[J]. 实验力学，2020，35(1)：159-166 (FAN Yujiang，YU Binshan，LU Yuanlong，et al. Study on modified Park-Ang seismic damage model for interior joints of enhanced recycled aggregate concrete frame[J]. Journal of Experimental Mechanics，2020，35(1)：159-166 (in Chinese))

[13] 马辉，郭婷婷，薛建阳，等. 基于变形和累积耗能的型钢再生混凝土柱地震损伤模型研究[J]. 实验力学，2017，32(4)：525-534 (MA Hui，GUO Tingting，XUE Jianyang，et al. Study of seismic damage model of steel reinforced recycled concrete column based on deformation and accumulated energy dissipation[J]. Journal of Experimental Mechanics，2017，32(4)：525-534 (in Chinese))

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 组合结构设计规范：JGJ 138－2016[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2016 (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of composite structures：JGJ 138－2016[S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2016 (in Chinese))

[15] 国家质量监督检验检疫总局，中国国家标准化管理委员会. 混凝土用再生粗骨料：GB/T 25177－2010[S]. 北京：中国标准出版社，2011 (General Administration of Quality Supervision，Inspection and Quarantine of the People's Republic of China，Standardization Administration of the People's Republic of China. Recycled coarse aggregate for concrete：GB/T 25177－2010[S]. Beijing：Standards Press of China，2011 (in Chinese))

[16] 国家市场监督管理总局，国家标准化管理委员会. 通用硅酸盐水泥：GB 175－2023[S]. 北京：中国标准出版社，2023 (State Administration for Market Regulation，Standardization Administration of the People's Republic of China. Common Portland cement：GB 175－2023[S]. Beijing：Standards Press of China，2023 (in Chinese))

[17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验规程：JGJ/T 101－2015[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015 (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Specification for seismic test of buildings：JGJ/T 101－2015[S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2015 (in Chinese))

[18] PARK Y J，ANG A H. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering，1985，111(4)：722-739.

[19] 刘伯权. 钢筋混凝土抗震结构的破坏准则及可靠性分析[D]. 重庆：重庆大学，1995 (LIU Boquan. Failure criterion and reliability analysis of reinforced concrete seismic structure[D]. Chongqing：Chongqing University，1995 (in Chinese))

[20] 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))

[21] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范(2016 年版)：GB 50011－2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2016 (Ministry of Housing and Urban-rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings(2016 edition)：GB 50011－2010[S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2016 (in Chinese))

[22] 中国工程建设标准化协会. 建筑工程抗震性态设计通则：CECS 160：2004[S]. 北京：中国计划出版社，2004 (China Association of Engineering Construction Standardization. General rule for performance-based seismic design of buildings：CECS 160：2004[S]. Beijing：China Planning Press，2004 (in Chinese))

[23] 张向冈. 钢管再生混凝土构件及其框架的抗震性能研究[D]. 南宁：广西大学，2014 (ZHANG Xianggang. Study on seismic behavior of recycled aggregate concrete filled steel tube component and frames[D]. Nanning：Guangxi University，2014 (in Chinese))

[24] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构可靠性设计统一标准：GB 50068－2018 [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2018 (Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Unified standard for reliability design of building structures：GB 50068－2018[S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2018 (in Chinese))

Research on the seismic damage behaviors and calculation model of steel reinforced recycled aggregate concrete filled square steel tube columns

ZHANG Qingwen[1], MA Hui[2], ZHANG Guoheng[2]

(1. The School of Urban Construction, Jiaxing Vocational & Technical College, Jiaxing 314036, Zhejiang, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, Shaanxi, China)

Abstract: To investigate the failure mechanisms and damage behaviour of composite steel-concrete columns under seismic loading, this study fabricated nine composite column specimens. Through low-cycle repeated loading tests, the seismic damage characteristics and hysteretic performance indices of the composite columns were examined. The influence law of parameters such as the width-to-thickness ratio of square steel tubes, reinforcement ratio, axial compression ratio, and recycled aggregate replacement rate on the hysteretic performance of composite columns was also studied in detail. Building upon these findings, and considering the influence of maximum displacement deformation and hysteretic cumulative energy dissipation on the seismic damage performance of composite columns, the coefficients of the Park-Ang seismic damage model were modified using an inversion method. This led to the development of a computational model consistent with the seismic damage characteristics and patterns of composite columns, enabling a deeper analysis of the evolution of seismic damage indices under varying design parameters. Based on these findings, the performance levels of composite columns were categorized into five grades: normal serviceability, temporary serviceability, serviceability after repair, life safety, and collapse prevention. Integrating the structural condition levels with seismic damage indicators, this study establishes relationships between the seismic damage failure state, performance level, repairability, critical displacement angle, and critical damage indicators for composite columns. Corresponding the critical displacement angles at each performance level are determined as 1/170, 1/106, 1/50, 1/35, and 1/30. The conclusions of this study provide a reference for assessing the damage performance of this type of composite column under seismic loading.

Keywords: composite columns; steel reinforced recycled concrete; concrete filled square steel tube; seismic damage performance; damage quantification indicators