钢筋混凝土节点核心区剪切破坏尺寸效应试验研究

金浏, 苗丽越, 隗娜, 杜修力*, 李振宝

北京工业大学城市减灾与防灾防护教育部重点实验室, 北京 100124

* E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn

收稿日期: 2018-04-22; 接受日期: 2018-08-13; 网络版发表日期: 2018-10-18

国家重点研发计划专项(编号: 2016YFC0701100)和国家自然科学基金创新研究群体项目(编号: 51822801, 51421005)资助

摘要 设计了最大节点核心区尺寸为700 mm×700 mm的14个几何尺寸相似的钢筋混凝土(RC)框架梁-柱节点(中间层中节点)试件, 对其在不同加载方式(单调与循环加载)下的力学性能进行了试验研究. 研究了荷载形式、配箍率及尺寸对节点核心区剪切破坏行为的影响规律; 重点分析了节点核心区名义剪切强度的尺寸效应规律, 并初步讨论了尺寸效应产生的根源. 试验结果与分析表明: (1) 不同荷载形式作用下RC梁-柱节点的破坏均为核心区脆性剪切破坏; (2) 由于低周疲劳损伤特性, 循环荷载作用下节点剪切强度较低, 且变形能力较弱; (3) 节点名义剪切强度随结构尺寸增大而减小, 尺寸效应显著; (4) 随着箍筋率的提高, 节点抗剪承载力及变形能力增强, 剪切强度的尺寸效应行为被削弱. 本试验中, 混凝土破坏的主导效应以及加载的低周疲劳特性是剪切破坏尺寸效应产生的主要原因.

关键词 RC梁-柱节点, 核心区, 加载方式, 剪切破坏, 尺寸效应

1 引言

作为钢筋混凝土(RC)框架结构的关键部位, 梁-柱节点影响着结构整体的抗震能力. 相关震害和研究^[1,2]表明梁-柱节点是框架结构抗震的薄弱环节, 其在地震作用下往往发生核心区脆性剪切破坏, 严重时会导致局部楼层或整个结构的倒塌. 因此, 对RC梁-柱节点抗震性能及破坏机理的研究具有重要的工程及科学意义.

目前, 在节点抗震性能的理论、试验及模拟方面, 均已取得了丰硕的研究成果. 如在理论方面, 研究者提

出了节点抗剪承载力计算的修正斜压场模型^[3]、转角软化桁架模型和固角软化桁架模型^[4], 以及斜压杆和桁架机制模型^[5~7]等. 在模拟工作方面, Azimi等人^[8]及Najafgholipour等人^[9]借助有限元方法模拟了RC梁-柱节点的破坏行为. 在梁-柱节点抗震性能的试验方面, Wakabayashi等人^[10]、Masi等人^[11]和Haach等人^[12]均开展了大量的研究工作. 这些研究工作促进了对RC梁-柱节点抗震性能的认识. 尽管如此, 由于梁-柱节点复杂的受力机制, 关于节点剪切破坏机制的认识依旧远远不足. 另外, 节点核心区的脆性剪切破坏, 可能导致节点抗剪承载力具有尺寸效应特征. 早在1987年,

引用格式: 金浏, 苗丽越, 隗娜, 等. 钢筋混凝土节点核心区剪切破坏尺寸效应试验研究. 中国科学: 技术科学, 2019, 49: 455–468

Jin L, Miao L Y, Wei N, et al. Size effect on shear failure at core region of reinforced concrete connections: Experimental study (in Chinese). Sci Sin Tech, 2019, 49: 455–468, doi: 10.1360/N092018-00111

Abrams^[13]对最大截面尺寸仅为350 mm×450 mm的钢筋混凝土梁-柱节点进行了尺寸效应研究, 其试验结果表明: 边节点和中节点的尺寸效应行为不同, 而且小尺寸试件的钢筋混凝土黏结破坏更严重. 近年来, Choudhury等人^[14,15]对不同尺寸的钢筋混凝土梁-柱边节点在循环加载下的力学行为进行了试验研究, 发现梁-柱节点的名义剪切强度具有明显的尺寸效应, 即: 随结构尺寸增大, 名义剪切强度减小.

实际上, 梁-柱节点核心区的抗剪承载力及破坏行为受到加载方式、配筋率、箍筋间距、柱端轴压比、节点形式以及混凝土材料特性等众多因素的影响. 本文主要探讨加载方式(包括单调加载和循环往复加载)对RC梁-柱节点破坏行为以及节点抗剪承载力尺寸效应的影响机制与规律.

鉴于此, 本文以RC框架结构中间层中节点为研究对象, 设计了14个几何相似(比例为3:5:7)的不同尺寸钢筋混凝土梁-柱节点构件, 对其在单调荷载和循环荷载作用下的力学性能进行了试验研究, 研究了不同加载方式下结构尺寸对梁-柱节点核心区剪切破坏行为与规律, 分析了节点核心区配箍率对节点抗剪承载力及其尺寸效应规律的影响. 最后, 分析了节点核心区名义抗剪强度的尺寸效应规律, 并讨论了尺寸效应产生的根源.

2 试验概况

2.1 试件设计

钢筋混凝土框架结构存在4类节点(如图1所示):

图1 (网络版彩图)节点类型图

顶层边节点、顶层中节点、中间层边节点及中间层中节点. 本试验研究对象为中间层中节点. 本试验中所有钢筋混凝土梁-柱节点试件均采用同批次的C30混凝土浇筑而成, 实测棱柱体抗压强度平均值为34.55 MPa, 劈拉强度平均值为3.06 MPa. 纵筋采用HRB400级钢筋, 箍筋采用HPB300级钢筋, 梁和柱配筋率 ρ 分别为0.78%和1%. 为研究不同加载方式下节点核心区剪切破坏尺寸效应行为, 本试验按照3:5:7的几何相似比共设计14个试件(节点最大宽度 b_j 为700 mm), 分别在单调荷载和循环往复荷载作用下进行测试, 其具体的几何参数及配筋如表1及图2所示, 钢筋材性见表2, 强柱弱梁系数和强节点系数分别见表3和4. 表1中梁的有效长度 L_{eff} 指的是加载点至梁柱交界面的距离, 柱的有效长度即柱子的长度. 试件命名为J300-M-4, J300-M-0, J300-C-4, J300-C-0, J500-M-4, J500-M-2, J500-M-0, J500-C-4, J500-C-2, J500-C-0, J700-M-4, J700-M-0, J700-C-4, J700-C-0. 如: J500表示截面边长为500 mm的节点, 字母M和C分别代表单调和循环加载, 数字4, 2

表1 试件的设计参数

试件名称	截面尺寸 $b \times h$ (mm)		有效长度 L_{eff} (mm)	保护层厚度 c (mm)	混凝土强度	轴压比 n	配筋率 ρ (%)	配箍率 ρ_{sv} (%)
J300	梁	225×450	850	12	C30	—	0.78	0.67
	柱	300×300	1500	15	C30	0.3	1.00	0.63
	节点	300×300	—	15	C30	0.3	—	0(0.84)
J500	梁	375×750	1417	20	C30	—	0.78	0.67
	柱	500×500	2500	25	C30	0.3	1.00	0.63
	节点	500×500	—	25	C30	0.3	—	0(0.42, 0.84)
J700	梁	525×1050	2170	28	C30	—	0.78	0.67
	柱	700×700	3500	35	C30	0.3	1.00	0.63
	节点	700×700	—	35	C30	0.3	—	0(0.84)

图 2 (网络版彩图)试件配筋详图

表 2 钢筋的材料特性

钢筋类型	钢筋直径 (mm)	钢筋型号	屈服强度 (MPa)	极限强度 (MPa)	弹性模量 ($\times 10^2$ GPa)	伸长率 (%)
纵筋	28	HRB400 Φ	406.98	561.91	1.77	21.12
	20	HRB400 Φ	443.51	599.48	1.64	19.40
	12	HRB400 Φ	492.20	643.99	2.04	20.89
箍筋	14	HPB300 ϕ	385.44	540.91	2.02	22.92
	10	HPB300 ϕ	420.17	447.33	2.07	18.47
	6	HPB300 ϕ	496.33	571.78	2.03	27.06
拉筋	10	HPB300 ϕ	420.17	447.33	2.07	18.47
	8	HPB300 ϕ	405.18	473.49	2.10	29.55
	5	HPB300 ϕ	542.57	638.32	2.04	24.32

表 3 强柱弱梁系数

试件名称	柱抗弯承载力 (kN·m)	梁抗弯承载力 (kN·m)	强柱弱梁系数
J700	4665.71	3931.62	1.19
J500	1644.41	1438.58	1.14
J300	323.44	302.95	1.07

表 4 强节点系数

节点名称	节点承载力 (kN)	节点剪力 (kN)	强节点系数
J300-M-4	594.27	494.56	1.201613555
J300-M-0	421.93	373.88	1.128517171
J300-C-4	542.53	453.63	1.195974693
J300-C-0	514.97	421.86	1.220713033
J500-M-4	1487.81	1335.54	1.114013807
J500-M-2	1435.98	1207.4	1.189315885
J500-M-0	1294.48	1137.73	1.13777434
J500-C-4	1335.73	1151.85	1.159638842
J500-C-2	1201.52	1004.01	1.196721148
J500-C-0	1164.01	958.17	1.214826179
J700-M-4	2658.6	2289.34	1.161295395
J700-M-0	2571.98	2237.61	1.14943176
J700-C-4	2627.9	2255.5	1.165107515
J700-C-0	2428.27	2061.65	1.177828438

和 0 分别代表试件节点的体积配箍率
 $(\rho_{sv} = \frac{n_1 A_{S1} l_1 + n_2 A_{S2} l_2}{A_{cor} S}, \rho_{sv}$ 为体积配箍率; A_{cor} 为箍筋范

围内的混凝土核心面积; n_1, A_{S1}, l_1 分别为节点宽度方向的箍筋肢数、单根箍筋的截面面积、箍筋宽度; n_2, A_{S2}, l_2 分别为节点高度方向的箍筋肢数、单根箍筋的截面面积、箍筋宽度; S -箍筋间距)为 0.84%, 0.42% 和 0.

2.2 加载设置

采用 3000 kN(40000 kN)的压力千斤顶在 J300 和 J500(J700)节点柱顶施加恒定的轴力(轴压比 $n=0.3$), 在梁的 2 个自由端采用 2000 kN 推拉千斤顶来施加单调和循环荷载, 节点的安装及加载装置见图 3. 对于单调加载试验, 按力-位移混合控制分级加载, 加载流程为: (1) 预加载, 先对结构进行二级预加载, 荷载不超过开裂荷载(节点核心区出现第一条斜裂缝时的荷载)的 70%; (2) 对结构进行检查, 校正试件安装是否到位, 仪表工作是否正常, 连接部位是否有间隙, 试验组织是否完善; (3) 正式开始, 先采用荷载控制进行加载, 首先按照开裂荷载的 20% 单调加载, 在达到开裂荷载时, 每级加载开裂荷载的 10%; 在构件开裂之后, 按照屈服荷载的 20% 进行单调加载; 当加载接近屈服荷载的 90% 时, 以屈服荷载的 5% 进行加载至试件屈服; 结构屈服后采用位移控制加载, 按照屈服位移 Δ_y 的整数倍加载, 直到试验荷载下降到实测最大荷载的 85% 后结束试验.

对于循环加载试验, 流程(1)~(3)中荷载控制的加载操作与单调加载一样; 当结构屈服后采用位移控制加载, 按照屈服位移 Δ_y 的整数倍加载, 并在每级控制位移下循环 2 次直到试验荷载下降到实测最大荷载的 85% 后结束试验, 如图 4 所示.

图 3 (网络版彩图)节点的加载装置

图 4 (网络版彩图)加载制度

3 结果与分析

3.1 破坏模式

图5给出了节点J500-M-4和J500-C-4的破坏过程, 图6给出了所有不同尺寸节点的破坏模式图。以试件J500-M-4和J500-C-4的破坏过程为例(图5(a)和(b)), 加

载初期, J500-M-4的节点核心区沿对角线出现一条斜裂缝, 随着荷载增加, 节点核心区的裂缝逐渐增多; 进入屈服阶段后, 持续加载, 试件进入极限阶段, 在此期间裂缝数量不断增加, 但是裂缝宽度并没有明显的变化; 当试件进入破坏阶段, 试件上的裂缝数量不再增多, 裂缝宽度明显增加, 最终因核心区混凝土被压碎, 节点丧失承载力。如图5(b)所示, 循环荷载作用下试件的破坏过程和单调加载下试件的破坏过程相似, 不同的是加载初期, J500-C-4的节点核心区出现两条交叉的斜裂缝; 随着荷载的增大, 节点核心区的裂缝也逐渐增多, 进入屈服阶段, 持续加载, 节点进入极限阶段, 在之前的过程中, 同单调加载一样, 裂缝的数量不断增多而宽度基本保持不变; 节点进入破坏阶段后试件承载力逐渐下降, 裂缝数量不变宽度增加, 同样地, J500-C-4最终也是因核心区混凝土被压碎, 节点丧失承载力。从图6给出的不同尺寸节点的最终破坏模式可以发现: 所有试件的最终破坏模式均为节点核心区发生剪切破坏, 节点表面的混凝土被压碎。单调加载下的试件, 沿对角线一个方向破坏, 循环加载下的试件, 破坏时沿对角线交叉破坏, 且破坏更严重; 相同加载方式下, 节点区配箍率越小, 其破坏越严重。此外, 试验结果还表明: 节点尺寸越大, 核心区破坏的裂缝宽度越大, 这将使得裂缝处的骨料咬合力以及摩擦力减弱。

3.2 核心区内箍筋应变

图7(a)~(c)分别对应单调荷载作用下, 节点宽度 b_j 为300, 500, 700 mm的核心区箍筋的应变曲线。从图7可以看出, 当施加到试件上的荷载达到试件的承载力

图 5 (网络版彩图)梁-柱节点核心区的剪切破坏过程。(a) J500-M-4的破坏过程(M: 单调加载); (b) J500-C-4的破坏过程(C: 循环加载)

图 6 (网络版彩图)梁-柱节点核心区的剪切破坏模式

图 7 (网络版彩图)节点箍筋的应变曲线(单调加载)

时, 测量到的箍筋应变 ε 小于它的屈服应变, 即: 箍筋仍处于弹性阶段, 未达到其屈服强度. 这即是说, 本试验中RC梁-柱节点的破坏主要由混凝土部分的剪切破坏所造成. 关于箍筋及混凝土对RC梁-柱节点抗剪承载力的贡献问题, 本文4.1节将详细阐述.

3.3 滞回曲线与骨架曲线

为了研究梁-柱节点核心区的抗剪切性能, 图8和9分别给出了测试得到的不同尺寸节点的滞回曲线(梁端荷载 p 和梁端位移角 θ 关系)和骨架曲线. 这里, 梁端位移角 θ 为梁端加载点竖向位移 Δ 与梁有效长度 L_{eff} 的比值. 此外, 图8中还给出了各个节点的屈服点^[16]

(Yield)(由能量等值法确定, 在 $F-\Delta$ 曲线中, 面积代表能量, 过曲线原点 O 、极值点 M 作折线 OYM , 使折线下的面积与曲线面积相等, 即图中面积 $S_{OYM}=S_{OABM}$. 过 Y 点做垂线与曲线交于 B 点, 将 B 点所对应的承载力和变形称为屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y , 如图10所示)及破坏点(Fail).

从图8中可以发现: 在加载初期, 各节点试件均处于弹性阶段, 滞回曲线的加载上升段基本重合, 此时滞回环面积也很小, 说明试件刚度变化不大, 弹性恢复能力强. 随着荷载的增加, 试件逐渐进入弹塑性阶段, 滞回环面积增加, 但刚度变化仍不大; 试件进入塑性阶段之后, 滞回环面积显著增加, 刚度下降明显; 最终随着

图 8 (网络版彩图)钢筋混凝土梁-柱节点荷载-梁端位移角滞回曲线

荷载的持续增加, 节点核心区发生剪切破坏, 核心区表面混凝土被压碎, 滞回环发生捏缩现象, 滞回曲线下降段呈反S形。此外, 从图8还可以看出: 总体来说, 本文设计的梁-柱节点的滞回曲线饱满, 抗震性能较好。从图9(c)可以发现, 与循环加载下的试件相比, 单调加载下试件的骨架曲线达到峰值荷载后的软化段下降相对平

缓, 刚度下降较慢, 即说明在单调荷载作用下试件的变形能力相对更好。在相同加载方式下, 如从图9中相同尺寸试件的骨架曲线可以看出: 随着节点核心区配箍率的增加, 试件的抗剪承载力略有提高; 与配箍率为0的试件相比, 配有箍筋的试件抗剪承载力提高程度较小, 即箍筋对于节点抗剪承载力的贡献(有箍筋试件与

图9 (网络版彩图)梁-柱节点的骨架曲线。(a) 单调加载; (b) 循环加载; (c) 单调和循环

图10 (网络版彩图)屈服荷载确定方法

无箍筋试件的抗剪承载力之差)较小; 另外, 还可以看出: 随着节点尺寸的增大, 节点抗剪承载力显著提高, 但变形能力减弱。

3.4 延性

参考文献[17], 结构或构件的延性采用延性系数 μ 来表示:

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y, \quad (1)$$

式中, Δ_u 为软化段上85%峰值荷载 $P_{\max}$ 时对应的位移; Δ_y 为达到节点屈服荷载 P_y 时对应的位移。

表5给出了节点的屈服荷载 P_y 、屈服位移 Δ_y 、峰值荷载(抗剪承载力) $P_{\max}$ 、极限位移 Δ_u 及延性系数 μ 。图11给出了延性系数与节点宽度 b_j 的关系。从表5中可以看出, 相同尺寸相同配箍率的试件, 在单调加载下的屈服荷载、极限荷载(抗剪承载力)、延性系数均比在循环加载下得到的大; 随着配箍率的增加, 节点的抗剪承载力和延性均增强。从图11中可以发现, 单调加载下节点的延性系数比循环加载下的, 这也就表明单调加载下, 节点核心区延性较好, 变形能力较强; 而随试件尺寸的增加, 其延性系数减小, 变形能力下降, 节点的剪切破坏更具脆性。

3.5 耗能系数

耗能系数是评价结构抗震性能的重要指标。为便于比较, 这里采用单位面积耗能系数 E_j 进行分析。

$$E = S_{(OABC)} / S_{(\Delta OBC)}, \quad (2a)$$

$$E_j = E / S = S_{(OABC)} / (h_j b_j), \quad (2b)$$

$$E = S_{(ABC+CDA)} / S_{(\Delta OBE + \Delta ODF)}, \quad (2c)$$

$$E_j = E / S = S_{(ABC+CDA)} / (2h_j b_j), \quad (2d)$$

式中, E 为耗能; S 是节点核心区立面①的面积(如图12所示); b_j , h_j 分别为节点的宽度和高度。

图13给出了所有试件梁端位移角和单位面积耗能系数的关系, 即耗能情况。从图13中可以发现, 在加载前期, 试件的耗能系数增加缓慢, 当梁端位移角 θ 超过1%后, 无论在单调还是循环加载下, 试件的耗能系数均迅速增加。通过图13(a)和(b)的对比可以得到: 梁端位移角相同时, 单调加载下的试件耗能系数比循环加载下的, 即单调加载下的试件耗能能力较强; 随着配箍率的增加, 试件的耗能系数增大, 耗能能力增强。

3.6 刚度退化

单调荷载作用下试件的刚度退化可以用割线刚度

表 5 不同节点的相关试验数据

试件	P_y (kN)	Δ_y (mm)	$P_{\max}$ (kN)	Δ_u (mm)	μ
J300-M-4	198.8	11.40	238.9	105.75	9.27
J300-M-0	150.3	10.44	169.6	118.64	11.37
J300-C-4	182.4	10.64	218.1	46.32	4.35
J300-C-0	169.6	9.58	207.0	34.41	3.59
J500-M-4	537.0	17.69	598.2	148.26	8.38
J500-M-2	485.4	15.91	577.3	172.37	10.84
J500-M-0	457.4	14.62	520.5	148.54	10.16
J500-C-4	463.1	14.09	537.0	64.99	4.61
J500-C-2	403.7	13.83	483.1	60.10	4.35
J500-C-0	385.2	15.23	468.0	65.92	4.33
J700-M-4	841.26	16.69	977.0	172.66	10.35
J700-M-0	822.25	16.59	945.1	120.86	7.29
J700-C-4	828.8	14.75	965.7	65.20	4.42
J700-C-0	757.6	13.61	892.3	46.06	3.38

图 11 (网络版彩图)延性系数与节点宽度关系曲线

K_{iM} 来表示, 循环荷载作用下的刚度退化可以用环线刚度 K_{iC} 来描述.

$$K_{iM} = P_i / \Delta_i \quad (3a)$$

$$K_{iC} = \frac{|+P_i| + |-P_i|}{|+f_i| + |-f_i|} \quad (3b)$$

式中, K_{iM} 为*i*级加载下的割线刚度, Δ_i 为*i*级加载下的相应位移; K_{iC} 为*i*级加载下的环线刚度; P_i 和 f_i 分别为*i*级加载下加载点的峰值荷载和相应位移; “+”和“-”分别为正向加载和反向加载.

图13给出了所有试件的刚度(K_{iM} , K_{iC})与梁端位移角 θ 的关系, 即刚度退化情况. 从图中可以看出, 随着试件尺寸的增加, 刚度退化加快; 相同尺寸相同加载条件下的试件, 不同配箍率的刚度退化曲线基本重合, 说明

配箍率对刚度退化影响较小. 对比图14(a)和(b), 可以得知: 与循环加载相比, 单调加载下的试件刚度退化较缓慢.

4 名义剪切强度尺寸效应

4.1 名义剪切强度

采用名义剪切强度来探讨加载方式、尺寸及配箍率对RC梁-柱节点抗剪性能的影响. 这里, 名义剪切强度 τ_u 定义为

$$\tau_u = V_{\max} / b_j h_p \quad (4)$$

式中, $V_{\max}$ 为节点的抗剪承载力.

图15给出了所有节点名义剪切强度 τ_u 与节点宽度 b_j 的关系. 可以看出, 随着试件尺寸的增加, 名义剪切强度呈减小趋势, 即存在明显的尺寸效应现象. 从图15还可以看出: 与循环加载相比, 单调荷载作用下节点的名义剪切强度较大. 实际上, 与单调加载相比, 循环荷载作用下钢筋、混凝土及两者间界面由于低周(作用于构件的应力水平较高, 破坏循环次数一般低于 $10^3 \sim 10^4$)疲劳(构件在循环加载下, 在某点或某些点产生局部的永久性损伤, 并在一定循环次数后形成裂纹、或使裂纹进一步扩展直到完全断裂的现象)而导致损伤累积, 进而导致其强度产生退化.

图 12 (网络版彩图)单位面积耗能系数计算

图 13 (网络版彩图)不同尺寸节点的单位面积耗能系数曲线. (a) 单调加载; (b) 循环加载

图 14 (网络版彩图)节点的刚度退化曲线. (a) 单调加载; (b) 循环加载

从图15还可以看出, 随着节点区配箍率的增加, 名义剪切强度有所增强, 但增幅较小. 实际上, 正如图7所示, 本批次试验中节点区的箍筋在节点破坏时大多并未产生屈服, 因此含箍筋节点的抗剪承载力仅略大于无箍筋节点承载力(两者间的差值即为箍筋对承载力的贡献), 即箍筋并未在节点的抗剪破坏中充分发挥其作用. 因此从机理上看, 节点的剪切破坏主要是由混凝土部分压剪破坏所控制, 而非箍筋屈服控制. 这应是含箍筋节点剪切破坏依然展现出较强尺寸效应的主要原因.

原因.

4.2 名义剪切强度尺寸效应分析

目前, 在材料层次尺寸效应律方面取得了丰硕的成果, 相关的尺寸效应律^[18,19]包括: 统计尺寸效应律、断裂力学尺寸效应律、多重分形尺寸效应律、边界尺寸效应律以及统一尺寸效应律.

Bažant和Planas^[20]基于线弹性断裂力学理论提出了准脆性材料尺寸效应理论公式

图 15 (网络版彩图)节点的名义剪切强度

$$\sigma_{Nu} = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1+D/D_0}}, \quad (5)$$

式中, σ_{Nu} 为名义强度; D 为混凝土试件的特征尺寸; B 和 D_0 为通过回归分析得到的两个经验系数; f'_t 为混凝土劈拉强度. 混凝土材料层次的大量试验结果均已证实了该尺寸效应律的合理性和准确性.

为深入分析剪切强度的尺寸效应规律, 这里将本文试验数据与 Bažant 尺寸效应律进行对比. 对式(5)进行平方并重新整理得到

$$\left(\frac{f'_t}{\sigma_{Nu}}\right)^2 = \frac{D}{D_0 B^2} + \frac{1}{B^2}. \quad (6)$$

将式(6)改写成线性方程形式:

$$Y = AX + C, \quad (7)$$

式中, $Y = (f'_t/\sigma_{Nu})^2$, $X = D$, $A = 1/D_0 B^2$, $C = 1/B^2$.

首先对试验得到的数据进行回归分析(如图16所示), 从而确定 A 和 C 的值. 然后, 根据 Bažant 尺寸效应律对数据进行分析拟合, 最终得到如图17所示的钢筋混凝土梁-柱节点的名义剪切强度随加载方式、尺寸、配箍率改变的双对数曲线. 另外, 还将本文试验数据与线弹性断裂力学(LEFM, 针对完全脆性材料)理论结果及弹性或塑性理论(针对塑性材料, 不考虑尺寸效应)结果进行对比分析.

从图17中可以看出, 本文试验数据点基本介于弹性理论曲线和线弹性断裂力学理论曲线之间, 即节点剪切破坏行为介于塑性破坏和脆性破坏之间. 另外, 可发现: Bažant 尺寸效应律与本文试验数据的吻合性较差(相关系数 $R^2=0.37$), 也即适合于材料层次的

图 16 (网络版彩图)试验数据回归分析

图 17 (网络版彩图)名义剪切强度双对数曲线

Bažant 尺寸效应律难以准确地反映 RC 梁-柱节点名义剪切强度尺寸效应行为. 实际上这是因为, 钢筋混凝土梁-柱节点核心区的剪切破坏行为受到多种因素(包括配箍率、轴压比、箍筋间距及箍筋与混凝土间复杂的相互作用等)的影响, 使得节点核心区的剪切破坏机制远比混凝土材料破坏机制复杂. 因此, 后续的研究中应发展能够反映不同尺寸梁-柱节点剪切破坏特性的尺寸效应理论.

此外, 通过图17还可得知: 相同尺寸及相同配箍率条件下, 与单调荷载作用相比, 循环荷载作用下节点名义强度的试验数据更靠近基于线弹性断裂力学理论确定的名义强度渐近线(斜率为 $-1/2$). 这说明在循环加载下, 节点剪切破坏更具脆性, 尺寸效应现象更明显. 另外, 配箍率越小, 名义强度点越趋近于 LEFM 线, 破坏越具脆性.

4.3 尺寸效应产生机理探讨

目前, 对于混凝土材料尺寸效应的研究形成了比较统一的认识, 但是对于剪切破坏尺寸效应行为尚存在很大的争议. 对于无腹筋的钢筋混凝土梁, Vecchio

和Collins^[3]提出了裂缝间距尺寸效应模型, 但Bažant和Yu^[21,22]认为裂缝间距与尺寸效应仅仅部分关联, 而大尺寸试件的破坏反映出接近线弹性断裂的趋势. 而对于有腹筋梁, Kuchma等人^[23]以及Frosch^[24]表示尺寸效应对应于箍筋提供的抗剪强度和开裂后工作性能没有显著影响; 而Lubell等人^[25]的研究表明即便满足最小配箍率, 也会导致有腹筋梁名义剪切强度尺寸效应的消失. 而Yu和Bažant^[26]通过数值模拟结果得到结论: 无论腹筋率多高, 只会削弱尺寸效应, 却不会使其完全消失.

上述结果证实了节点核心区剪切破坏的尺寸效应行为, 该尺寸效应产生的可能原因包括: (1) 由于低周循环疲劳特性, 与单调加载相比, 试件在循环加载下表现出强度低、变形能力差等特点, 节点剪切强度表现出更明显的尺寸效应行为, 即低周疲劳特性是剪切破坏尺寸效应产生的原因之一; (2) 本次试验中, 在箍筋屈服之前, 节点核心区的混凝土就已发生压剪脆性破坏, 混凝土破坏成为主导效应, 这是配有箍筋节点发生剪切破坏尺寸效应的主要原因(本次试验中试件的设计剪压比与实际剪压比如表6所示); (3) 随着尺寸增大, 节点核心区裂缝带宽度也随之增大, 使得裂缝处的骨料咬合力以及摩擦力减弱, 从而导致节点核心区名义抗剪强度的下降.

5 结论

为研究不同加载方式下RC框架节点核心区的剪切破坏行为, 本文设计了14个几何相似的钢筋混凝土梁-柱节点试件, 主要研究了加载方式对节点破坏行为的影响, 并讨论了配箍率及尺寸对节点的抗震性能的影响规律. 此外, 分析了节点核心区剪切强度的尺寸效应规律, 并讨论了节点剪切破坏尺寸效应产生的原因. 得到如下主要结论:

(1) 单调及循环加载下节点核心区均发生了脆性

表6 试件的设计剪压比和实际剪压比

节点名称	设计剪压比	实际剪压比
J300-4-M	0.3	0.85
J300-0-M	0.14	0.60
J300-4-C	0.30	0.78
J300-0-C	0.14	0.74
J500-4-M	0.33	0.85
J500-2-M	0.24	0.82
J500-0-M	0.14	0.74
J500-4-C	0.33	0.76
J500-2-C	0.24	0.69
J500-0-C	0.14	0.67
J700-4-M	0.27	0.48
J700-0-M	0.14	0.46
J700-4-C	0.27	0.47
J700-0-C	0.14	0.44

的剪切破坏, 名义剪切强度随尺寸的增大而减小, 呈现出尺寸效应特征;

(2) 相比于单调加载, 由于低周疲劳特性的存在, 循环加载下节点的抗剪承载力降低, 变形能力变弱, 且试件的刚度退化比较快, 耗能能力相对较弱, 使得节点剪切破坏更具脆性;

(3) 本试验中, 随着节点体积配箍率的增加, 其名义抗剪强度有所增大, 但由于箍筋屈服晚于混凝土压剪破坏, 使得名义强度增幅较小;

(4) 由于混凝土材料和钢筋混凝土梁-柱节点的破坏机制的本质差异, 适用于混凝土材料层面的Bažant尺寸效应律难以反映RC梁-柱节点构件层面剪切破坏的尺寸效应规律.

需要说明的是, 由于试验样本数据有限, 后续研究中可结合数值模拟手段更深入研究节点破坏的尺寸效应规律, 分析出影响节点剪切破坏尺寸效应的主要因素, 并进一步建立相应的尺寸效应理论.

参考文献

- 1 Chen S J, Yeh C H, Chu J M. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. *J Struct Eng*, 1996, 122: 1292–1299
- 2 Tsonos A G. Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-to-column joints. *ACI Struct J*, 1999, 96: 46–56
- 3 Vecchio F J, Collins M P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Struct J*, 1986, 83: 219–231

- 4 Pang X B, Hsu T T C. Fixed angle softened truss model for reinforced concrete. *ACI Struct J*, 1996, 93: 197–207
- 5 Paulay T, Priestly M J N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: Wiley, 1992. 146–157
- 6 Paulay T, Park R. Joints reinforced concrete frames designed for earthquake resistance. University of Canterbury, Monterey, California, 1984. 84–89
- 7 Paulay T, Park R, Priestley M J N. Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions. *J Proc*, 1978, 75: 585–593
- 8 Azimi M, Adnan A B, Tahir M M, et al. Seismic performance of ductility classes medium RC beam-column connections with continuous rectangular spiral transverse reinforcements. *Lat Am J Solids Struct*, 2015, 12: 787–807
- 9 Najafgholipour M A, Dehghan S M, Dooshabi A, et al. Finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections with governing joint shear failure mode. *Lat Am J Solids Struct*, 2017, 14: 1200–1225
- 10 Wakabayashi M, Minami K, Nishimura Y, et al. Anchorage of bent bar in reinforced concrete exterior joints. *Trans Japan Concret Inst*, 1983, 5: 317–324
- 11 Masi A, Santarsiero G, Lignola G P, et al. Study of the seismic behavior of external RC beam-column joints through experimental tests and numerical simulations. *Eng Struct*, 2013, 52: 207–219
- 12 Haach V G, De Cresce El Debs A L H, El Debs M K. Influence of high column axial loads in exterior R/C beam-column joints. *KSCE J Civ Eng*, 2014, 18: 558–565
- 13 Abrams D P. Scale relations for reinforced concrete beam-column joints. *ACI Struct J*, 1987, 84: 502–512
- 14 Choudhury A M, Deb S K, Dutta A. Study on size effect of fibre reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beam-column connections under cyclic loading. *Can J Civ Eng*, 2013, 40: 353–360
- 15 Barbhuiya S, Choudhury A M. A study on the size effect of RC beam-column connections under cyclic loading. *Eng Struct*, 2015, 95: 1–7
- 16 Park R. State of the art report ductility evaluation from laboratory and analytical testing. In: *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo, 1988. 605–616
- 17 Rodrigues H, Arêde A, Varum H, et al. Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthq Engng Struct Dyn*, 2013, 42: 239–259
- 18 杜修力, 金浏, 李冬. 混凝土与混凝土结构尺寸效应述评: (I) 材料层次. *土木工程学报*, 2017, 50(9): 28–45
- 19 杜修力, 金浏, 李冬. 混凝土与混凝土结构尺寸效应述评: (II) 构件层次. *土木工程学报*, 2017, 50(11): 24–44
- 20 Bažant Z P, Planas J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. Boca Raton CRC Press, 1998
- 21 Bažant Z P, Yu Q. Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I. Formulation. *J Struct Eng*, 2005, 131: 1877–1885
- 22 Bažant Z P, Yu Q. Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: II. Verification and calibration. *J Struct Eng*, 2005, 131: 1886–1897
- 23 Kuchma D, Végh P, Simionopoulos K, et al. The influence of concrete strength, distribution of longitudinal reinforcement, and member size on the shear strength of reinforced concrete beams. *Bull D Inform-Comit Eurointern Beton*, 1997, 237: 209–230
- 24 Frosch R J. Behavior of large-scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement. *ACI Struct J*, 2000, 97: 814–820
- 25 Lubell A, Sherwood T, Bentz E, et al. Safe shear design of large wide beams. *Concret Int*, 2004, 26: 66–78
- 26 Yu Q, Bažant Z P. Can stirrups suppress size effect on shear strength of RC beams? *J Struct Eng*, 2011, 137: 607–617

Size effect on shear failure at core region of reinforced concrete connections: Experimental study

JIN Liu, MIAO LiYue, WEI Na, DU XiuLi & LI ZhenBao

The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China

Fourteen geometrically-similar interior reinforced concrete (RC) beam-to-column connections whose maximum structural sizes were 700 mm×700 mm were designed. The seismic performances of these RC beam-to-column connections subjected to monotonic and low-cycle loading were tested. The effects of loading type, structural size and stirrup ratio on the shear failure behavior at the core region of the connections were studied. Moreover, the size effect on the nominal shear strength of the core region of RC connections was examined, and the sources of size effect were also discussed. The test results and analyses indicate that: (1) all the RC beam-to-column connections under monotonic and low-cycle loading failed by shear; (2) due to the existence of low-cycle fatigue damage characteristics, the nominal shear strength of the joints under cyclic loading is lower, and the deformation capacity is weaker; (3) the nominal shear strength decreases with the increase of the structural size of RC connections, and size effect phenomenon is obvious; (4) with the increase of stirrups ratio, the shear bearing capacity and deformation capacity of RC connections increases, at the same time the size effect in shear strength is weakened. In this experiment, the dominant effect of concrete failure and the low-cycle fatigue characteristic of loading are the main reasons for the size effect of shear failure.

RC beam-to-column connection, core region, loading type, shear failure, size effect

doi: [10.1360/N092018-00111](https://doi.org/10.1360/N092018-00111)