

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20230228001

内置型钢增强钢管约束钢筋混凝土柱节点 抗震性能研究*

王秋维^{1,2}, 景烜光¹, 景瑞颖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: 采用钢管对传统RC柱进行约束,形成的钢管约束钢筋混凝土(STRC)柱具有优越的承载能力和耗能性能。但在应用于框架节点设计时,节点区域仍采用普通RC柱节点构造,可能导致节点处没有钢管约束而成为薄弱点,节点处易发生破坏。针对钢管约束钢筋混凝土(STRC)柱节点抗震性能薄弱的现状,提出采用内置型钢短柱进行增强。基于ABAQUS工作平台对具有相同构造形式的节点试件建立有限元模型,将数值计算所得破坏形态、滞回曲线和型钢应力与试验结果进行对比,两者吻合较好,在此基础上探讨内置型钢长度和轴压比对节点抗震性能的影响。结果表明:随着内置型钢长度增加,试件的承载力、极限位移和延性均有不同程度的提升,轴压比对试件受力性能影响较小。通过进一步分析试件的破坏机制、型钢抗弯性能和耗能能力,提出满足节点抗震性能需求的内置型钢长度建议取值。

关键词: 钢管约束钢筋混凝土(STRC)柱; 内置型钢; 数值分析; 抗震性能; 型钢长度
中图分类号: TU398 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2024)04-0849-10

Seismic Performance of Steel Tube-reinforced Concrete Column Joints Embedded with Built-in Section Steel

WANG Qiuwei^{1,2}, JING Xuanguang¹, JING Ruiying¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT),
Xi'an 710055, China)

Abstract: Steel tubes are used to constrain traditional reinforced concrete (RC) columns, forming steel tube-reinforced concrete (STRC) columns, which exhibit superior load-bearing capacity and energy dissipation performance. However, when applied to frame joint design, the joint area still adopts ordinary RC column node structures, potentially leading to weak points without steel tube constraints, making the joint area prone to damage. To address the issue of weak seismic performance at the joints of STRC columns, an enhancement method using built-in short steel columns was proposed. Finite element models of joint specimens with the same construction form were established based on the ABAQUS working platform and the numerical results for failure modes, hysteresis curves, and steel

* 收稿日期:2023-02-28;修回日期:2023-08-23

基金项目:国家自然科学基金项目(51878543)资助

作者简介:王秋维(1982—),女,教授,博导,博士。主要从事钢-混凝土组合结构研究。E-mail: wqw0815@126.com

通信作者:景烜光(1994—),男,博士研究生。主要从事钢-混凝土组合结构研究。E-mail: 120955489@qq.com

stress were compared with test results, showing good agreement. On this basis, the influence of the built-in steel length and axial compression ratio on the seismic performance of the joints was discussed. The results indicated that with the increasing length of the built-in steel, the load-bearing capacity, ultimate displacement, and ductility of the specimens were improved to varying degrees, while the axial compression ratio had a minor effect on the mechanical properties of the specimens. Through further analysis of the failure mechanism, bending resistance, and energy dissipation capacity of the built-in section steel, suggestions for the optimal length of the built-in section steel to meet the seismic performance requirements of the joint were proposed.

Keywords: steel tube-reinforced concrete (STRC) column; built-in section steel; numerical analysis; seismic performance; section steel length

0 引言

钢筋混凝土(RC)柱是建筑结构中应用最广泛的一种框架柱形式,随着现代建筑向超高层和重载化方向发展,框架柱承担的竖向荷载越来越大,柱截面尺寸也相应增加,这使得底部框架柱易形成延性差的短柱甚至超短柱,从而使结构抗震能力大大降低。为此,有学者提出采用钢管对传统RC柱进行约束,形成钢管约束钢筋混凝土(STRC)柱,STRC柱的钢管在节点处断开时,钢管不直接承担竖向荷载,只对核心混凝土起横向约束作用^[1]。STRC柱由于其优越的承载能力和耗能性能,目前已在我国高层及大跨度结构中得到一定应用^[2]。

尽管STRC柱具有优越的力学性能,但在实际应用时,柱节点区域仍采用普通RC柱梁节点的构造形式,由于没有钢管的有效约束,节点常成为薄弱部位,如图1所示^[3]。针对这种情况,陈庆军等^[4-5]采用环梁或水平钢筋笼加强节点区域,试验发现所提方法具有较好的有效性,但外包环梁体积大,应用于角节点具有一定局限性;肖梁才^[6]对高纵筋率STRC柱梁节点进行了试验研究,试件发生了节点区压溃破坏,可见仅靠提高纵筋率不能完全解决柱节点承载力偏低的问题;周绪红等^[7]采用梁端水平加腋及箍筋加密的方法对STRC柱框架节点进行加强,试验结果表明,角节点试件仍发生因节点区域削弱造成的破坏;程春建^[8]提出两种新型STRC柱框架节点形式,即节点区钢管贯通和梁水平加腋,对这两种节点轴压性能进行了试验分析,结果发现试件均发生了节点剪切破坏或柱体压溃破坏;王帆等^[9]针对STRC柱角节点薄弱的问题,提出在节点区设置钢管的加强方案,通过有限元分析

研究了加强节点的轴压性能,总结出一些有用的规律和方法;宁晨^[10]对文献[9]中的新型STRC柱梁节点加固措施进一步深化,重点对多段钢环加强钢管约束混凝土柱角节点的轴压性能开展了数值模拟研究;王琨等^[11]提出一种预应力型钢混凝土梁与STRC柱叠合组成的框架节点形式,并对其进行了抗震性能试验研究;B.Mou等^[12]对STRC柱框架节点设置了外环形加强筋和腹板共同组成的过渡连接装置,试验结果表明钢梁螺栓连接的外环形加强筋和腹板对柱梁节点变形的贡献有限。可见,虽然目前已对STRC柱框架节点采取了加强措施,但加强后的节点还存在体积增大以及设计理论不成熟等问题,并且已有研究主要集中在节点轴压力学性能方面,关于抗震性能等的研究较少。

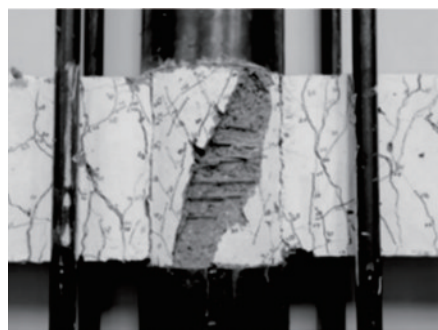


图1 普通STRC柱节点

Fig.1 Failure mode of STRC column joints

我国青岛海天项目在应用STRC柱时,提出在柱梁节点区设置型钢短柱的加强措施(图2),该方案在不改变建筑外观的情况下,通过内置型钢增强了节点的强度和刚度,使其满足强节点的设计要求^[13],此加强措施虽已在实际工程中应用,但相关的理论研究还较少。本文在此背景下,采用数值模拟方法对内置型钢STRC柱节点的抗震性能进行研究,通过探讨不同因素的影响,提出在一定含钢

率下满足STRC柱节点抗震性能需求的内置型钢合理取值范围,所得结论可为STRC框架柱的工程应用提供参考。

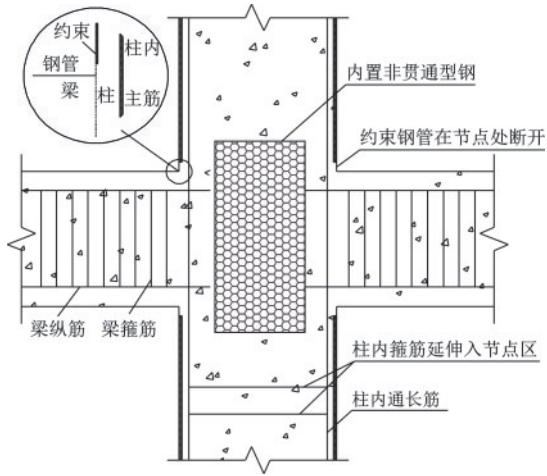


图2 型钢增强钢管约束

Fig.2 STRC column joints embedded with built-in section steel

1 有限元模型建立

目前,内置型钢增强STRC柱节点的试验研究较为缺乏,由图2可知,STRC柱节点区域的构造形式与普通SRC柱梁节点相同,因此采用SRC柱节点的试验试件数据验证数值分析的准确性。

1.1 模型构造方案

选取文献[14]中4个SRCJ平面中节点试件:2个SRC柱-RC梁节点(编号SRCJ1~SRCJ2)、2个SRC柱-SRC梁节点(编号SRCJ3~SRCJ4),柱高1500mm,梁跨度2600mm,试件配筋信息如图3所示。试验试件采用C30级混凝土,材性试验测得混凝土立方体抗压强度标准值为 $f_{cu,k}=35.53$ MPa,钢材的力学性能指标见表1。

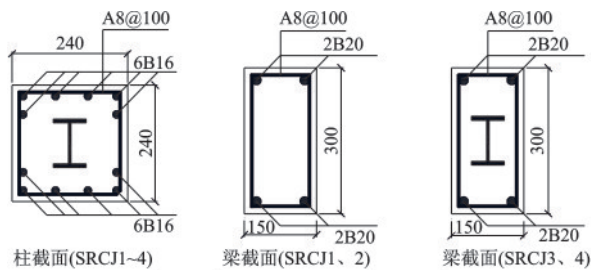


图3 试件配筋

Fig.3 Reinforcement drawing of test specimen

表1 钢材力学性能指标

Table 1 Mechanical property index of steel

钢材种类	屈服强度 f_y / MPa	延伸率 δ_{10} / %	弹性模量 E / ($N \cdot mm^{-2}$)
HPB235	346.4	18.9	2.0×10^5
HRB335	360.5	27.54	2.1×10^5
I10	334.9	32.2	2.0×10^5

试验采用梁端加载,首先在柱端施加竖向荷载模拟恒载,然后在梁两端采用荷载-位移混合控制加载,当荷载控制加载至梁底(顶)面和侧面出现裂缝时,以此时梁端位移为基数,按其倍数逐级位移控制加载,直到节点区梁端混凝土被压碎或梁端荷载下降到峰值荷载的85%时,认为试件破坏,结束试验。试验加载装置如图4所示。

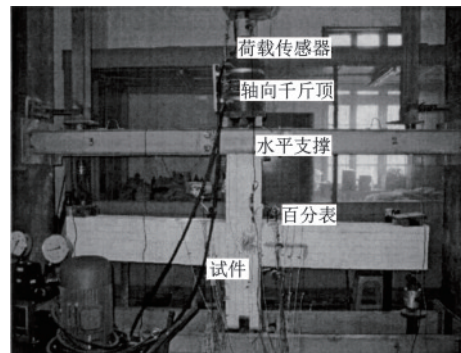


图4 试验加载装置

Fig.4 Test setup

1.2 材料本构模型

混凝土在往复加载过程中会产生塑性损伤,因此选用常见的CDP模型(Concrete Damaged Plasticity Model)。该模型计算结果较准确,比较适用于模拟RC结构,参照文献[14]试验中型钢混凝土节点的损伤分析结果,并结合以往研究中的建议值,确定了CDP模型中各参数取值,如表2所示。

表2 CDP模型中参数取值

Table 2 Parameter values in CDP model

参数	膨胀角	偏心率	f_{b0}/f_{c0}	K	粘性参数
取值	38°	0.1	1.16	0.567	0.0005

实际受力过程中,型钢对混凝土具有约束作用,故该节点中混凝土可划分为两个区域。对无型钢的普通混凝土区域,受压时采用《混凝土结构设

计规范》^[15]中所推荐的混凝土本构关系;对受压时型钢约束的核心混凝土区域选用素混凝土的本构关系进行计算时,软件仅能考虑约束后混凝土强度提高的特性,但模拟的峰值应变会远小于实际情况,下降段斜率较大,无法体现约束后混凝土塑性及延性改善的特性;当直接采用约束混凝土的本构计算时,由于本构中包含了混凝土受约束后强度提高、塑性改善的特性,软件模拟的峰值应变与实际差别不大,但承载力方面会差别较大。故将实际混凝土应力-应变关系用于 ABAQUS 中计算约束混凝土时,尚需进行必要修正。赵宪忠基于 Mander 修正后的混凝土本构,二者受拉时均采用规范中所推荐的混凝土受拉应力-应变关系。修正后的混凝土本构如式(1)~(5)所示等^[16]。

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(k' - 1)] \quad (4)$$

$$f_{cc} = k' f_{co} \quad (5)$$

式中, σ_c 、 ϵ_c 分别为约束混凝土的应力、应变; E_c 为其相应的弹性模量, $E_c = 5000(f_{co})^{0.5}$; f_{cc} 、 ϵ_{cc} 分别为约束混凝土的峰值应力、应变; E_{sec} 为其相应的割线模量, $E_{sec} = f_{cc}/\epsilon_{cc}$; f_{co} 、 ϵ_{co} 分别为无约束时对应的峰值应力及应变, $\epsilon_{co} = 0.002$; k' 为强度提高系数(由于有限元软件自身已考虑材料之间的相互作用,取 $k' = 1$)。

混凝土受力过程中,裂缝开展引起的损伤积累会对其弹性模量进行折减,故采用能量法^[17]对损伤因子 $d_{c(t)}$ 进行计算,见式(6)。

$$d_{c(t)} = 1 - A/A_{c(t)} \quad (6)$$

式中, A 和 $A_{c(t)}$ 分别为阴影面积和三角形 OAB 的面积(图5)。对于无损伤时, $A = A_{c(t)}$, 则 $d_{c(t)} = 0$; 对于有损伤时, $0 < A_{c(t)} < A$, 则 $d_{c(t)} \neq 0$; 当其为极限状态时, $A_{c(t)} \ll A$, $d_{c(t)} = 1$ 。

钢筋和型钢均使用 Q235 钢,本构分别选用双折线模型和三折线模型(图6)。其中, σ_s 、 ϵ_s 分别为钢材的应力、应变; E_s 为其相应的弹性模量; E_{st} 为钢筋强化段模量; f_y 、 ϵ_y 为钢筋的屈服强度、屈服应变, $\epsilon_y = f_y/E_s$ 。

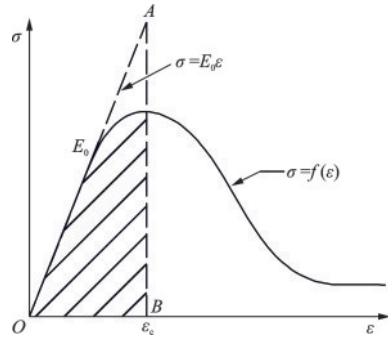


图5 混凝土塑性损伤

Fig.5 Plastic damage of concrete

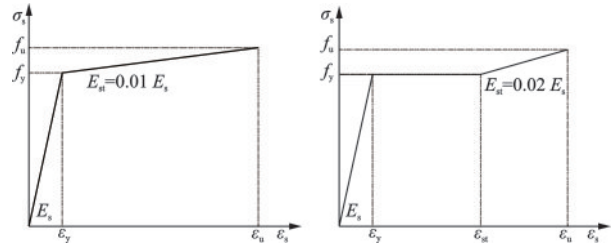


图6 钢材应力-应变曲线

Fig.6 Stress-strain curve of steel

1.3 单元类型及边界条件

依据本文试件各部位之间的相互作用关系及特点,混凝土和型钢均采用实体单元(C3D8R),避免其产生剪切自锁现象;由于钢管厚度较小,不考虑其产生的应力,故采用壳单元(S4R);钢筋采用桁架单元(T3D2)。模拟 SRC 柱节点边界条件时,首先对柱底各方向上的位移进行约束,使其仅可绕 Y 轴发生转动,同时对柱顶 Y 方向的位移及绕其余两轴的转动进行固定,此时梁端不施加约束。然后对左右梁端的 Z 轴方向进行位移加载,同时对柱顶各方向的位移进行固定,如图7所示。

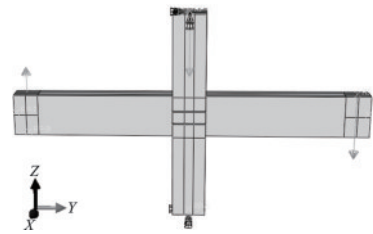


图7 边界条件及荷载施加

Fig.7 Boundary conditions and loading

2 有限元分析与试验结果对比

2.1 破坏形态

SRCJ1~SRCJ4 试件节点区的 PEMAG 值均大

于梁柱端,均发生了剪切破坏,与试验试件的破坏形态相同。以试件 SRCJ2、SRCJ3 为例,加载初期,梁与节点区交界处产生损伤;随着加载的进行,其最大塑性应变损伤值开始出现转移,主要表现为从梁端转移到节点核心区;达到最大荷载时,节点应变值增加,其损伤值逐渐积累;破坏阶段时,节点混凝土被压碎,试件发生明显破坏。试件 SRCJ2 在梁与节点区交界处和节点核心区混凝土的破坏程度较试件 SRCJ3 严重,试件如图 8 所示。

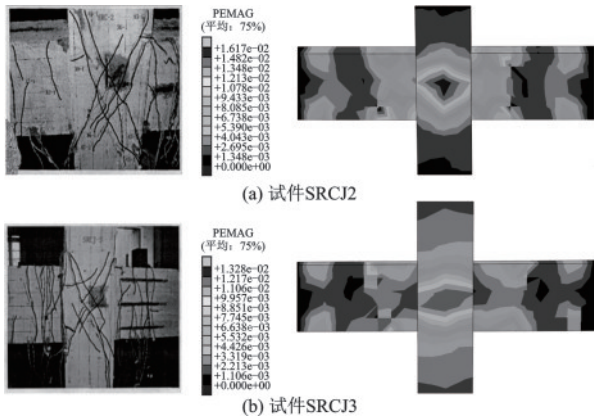


图 8 有限元与试验现象对比

Fig.8 Comparison of finite element and test phenomena

2.2 型钢应力应变

以试件 SRCJ3 为例,加载初期,试件处于弹性工作阶段,此时型钢应力应变较小,如图 9(a)所示;初期开裂时,试验中试件节点区混凝土对角线方向开始出现第一条裂缝,模拟中试件表现为节点混凝土开始出现损伤,型钢开始发挥作用,因此节点区

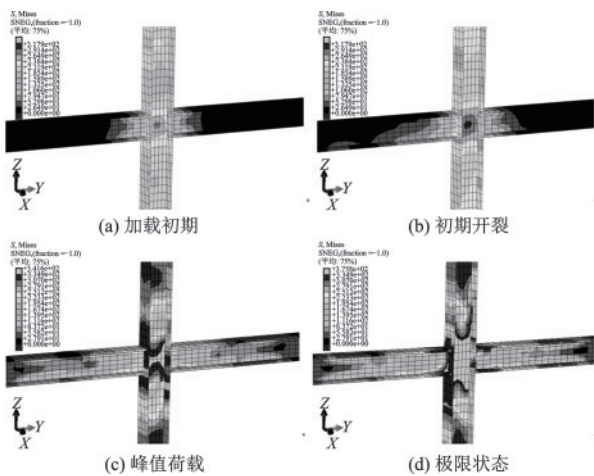


图 9 不同阶段型钢的应力状态

Fig.9 Stress state of section steel at different stages

型钢腹板应力及应变逐渐增大,如图 9(b)所示;达到峰值荷载时,节点区型钢腹板最大应力达到了 341.57 MPa,其部分进入屈服状态,如图 9(c)所示;当达到极限状态时,试验中试件节点区混凝土被压碎,模拟中试件表现为节点区发生破坏,该区域型钢腹板最大应力均为 375.84 MPa,均达到了屈服状态,如图 9(d)所示。将模拟所得结果与试验进行对比,见表 3(文献仅给出试件 SRCJ3 和 SRCJ4 的应变),可见对比结果误差较小。

表 3 型钢应变状态对比

Table 3 Comparison of strain state of section steel

项目名称	SRCJ3		SRCJ4	
	初期开裂	极限状态	初期开裂	极限状态
P_c/kN	44.77	102.64	38.87	93.67
P_s/kN	42.88	99.85	34.51	96.71
P_c/P_s	1.04	1.03	1.13	0.97
$\epsilon_c(\times 10^{-6})$	624	14 120	649	12 780
$\epsilon_s(\times 10^{-6})$	590	13 540	599	11 998
ϵ_c/ϵ_s	1.06	1.04	1.08	1.06

注: P_c 和 P_s 分别为试验与模拟时水平荷载, ϵ_c 和 ϵ_s 分别为试验与模拟时型钢腹板应变值

2.3 滞回和骨架曲线

将 SRC 柱节点的滞回曲线和骨架曲线的试验结果与数值模拟结果进行对比,如图 10 和图 11 所示。由图可知:(1)滞回曲线的滞回环与试验结果基本重合,达到极限荷载时,两者的滞回环面积和循环次数一致,由于试件在制作或加载时存在一定

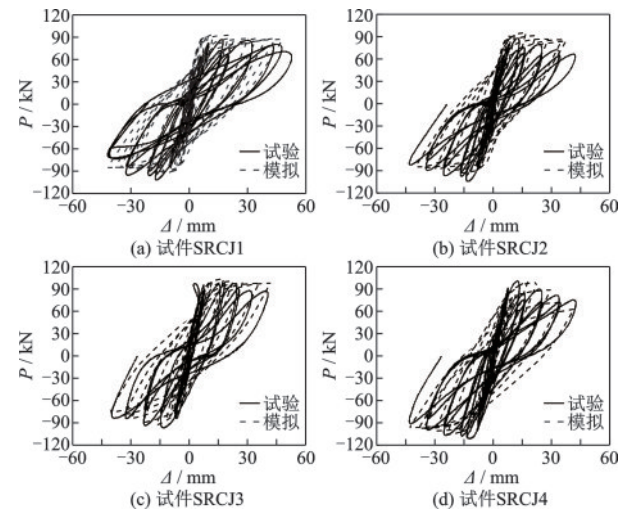


图 10 滞回曲线对比

Fig.10 Comparison of hysteresis curves

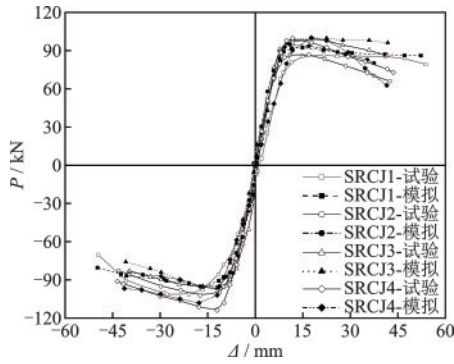


图 11 骨架曲线对比

Fig.11 Comparison of skeleton curves

偏心,导致试件正、反向峰值承载力差别较大,而模拟分析的状态较为理想,则正负向较为对称;(2)加载初期,模拟与实际试验中骨架曲线的刚度基本重合,达到峰值状态时,模拟与试验所得的峰值荷载相差在2%以内,极限状态时相差5%以内。

总体来说,数值分析所得破坏形态和承载能力与试验结果吻合较好,利用上述模型和方法分析SRC柱节点的抗震性能是可行的。

3 抗震性能影响因素分析

为深入研究SRC柱节点的抗震性能,对其建立有限元分析模型,探讨型钢伸入柱内长度 l_c 和轴压比 n 对节点受力性能的影响,以便为其设计提供参考。试件编号依次为STRCJ-A-1~11和STRCJ-B-1~11,其中“A、B”分别表示试验轴压比为0.5和0.7,钢管直径 D 为300 mm,型钢的高度、宽度、腹板厚度及翼缘板厚度分别为 $h_w \times b_t \times t_w \times t_f = 148 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$,详细参数见表4。

表 4 试件设计参数

Table 4 Design parameters of the specimen

试件编号	型钢截面尺寸 $h_w \times b_t \times t_w \times t_f / \text{mm}$	节点区含 钢率 $\alpha / \%$	梁纵筋配 筋率 $\rho_s / \%$	柱纵筋配 筋率 $\rho_s / \%$	节点区 箍筋	型钢长度 l / mm	型钢伸入柱端 长度 l_c / mm	l_c / mm	试验轴 压比 n
STRCJ-A-1	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	550	100	0.33D	0.5
STRCJ-A-2	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	650	150	0.5D	0.5
STRCJ-A-3	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	750	200	0.67D	0.5
STRCJ-A-4	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	850	250	0.83D	0.5
STRCJ-A-5	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	950	300	D	0.5
STRCJ-A-6	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 050	350	1.17D	0.5
STRCJ-A-7	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 150	400	1.3D	0.5
STRCJ-A-8	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 250	450	1.5D	0.5
STRCJ-A-9	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 350	500	1.67D	0.5
STRCJ-A-10	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 450	550	1.83D	0.5
STRCJ-A-11	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 550	600	2D	0.5
STRCJ-B-1	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	550	100	0.33D	0.7
STRCJ-B-2	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	650	150	0.5D	0.7
STRCJ-B-3	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	750	200	0.67D	0.7
STRCJ-B-4	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	850	250	0.83D	0.7
STRCJ-B-5	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	950	300	D	0.7
STRCJ-B-6	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 050	350	1.17D	0.7
STRCJ-B-7	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 150	400	1.3D	0.7
STRCJ-B-8	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 250	450	1.5D	0.7
STRCJ-B-9	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 350	500	1.67D	0.7
STRCJ-B-10	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 450	550	1.83D	0.7
STRCJ-B-11	148×100×6×9	5	2.71	0.66	4B8	1 550	600	2D	0.7

3.1 型钢长度

相同轴压比下,不同长度型钢对节点骨架曲线的影响如图12所示。由图可得:

(1)随着型钢伸入长度的增大,两组试件的峰值承载力和极限位移逐渐增大,当型钢伸入长度超过 $1.3D$ 后,其对试件峰值承载力和位移的影响较小,特别是在 $2D$ 时,型钢伸入长度对试件峰值承载力和位移几乎无影响。这是由于型钢伸入长度达到 $1.3D$ 时,型钢承受的荷载已达到最大值,能够较好地承受并传递上部混凝土传来的压力,对核心区混凝土产生了较好的横向约束,增强了混凝土与型钢之间的协同作用,使其抗震性能得到更好的发挥。即便后续型钢长度继续增长,也无法再提供更多的承载力。

(2)两组试件的延性与型钢伸入长度关系呈正相关,型钢伸入长度在 $0.67D\sim 1.3D$ 时,延性有明显的提升,这是由于型钢伸入长度为 $0.33D$ 和 $0.5D$ 时,伸入柱端的部分过早的屈服,无法较好地发挥对核心混凝土的约束作用,造成型钢和混凝土之间的协同作用较差,使其在界面处产生相对位移,致使试件的延性略低;而当型钢伸入长度达到 $1.3D$ 时,其对核心区混凝土的横向约束作用更强,更充分地发挥了与混凝土之间协同性,从而提高试件整体的耗能及延性性能。

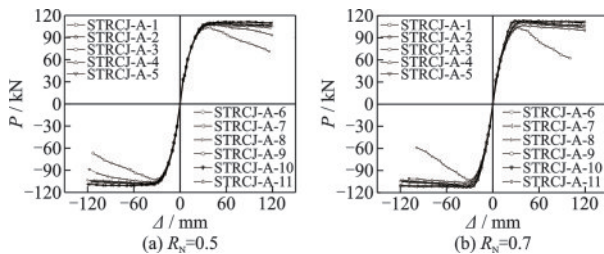


图12 型钢长度的影响

Fig.12 Influence of section steel length

3.2 轴压比

相同型钢伸入长度,不同轴压比下节点的骨架曲线对比如图13所示。由图可得:

(1)加载前期,各试件的骨架曲线基本相同,弹性阶段试件刚度一致,表明轴压比对试件的弹性阶段刚度无显著影响。各型钢伸入长度下,轴压比为 0.7 的试件峰值承载力略大于轴压比为 0.5 的试件,型钢伸入长度为 $0.33D$ 时,轴压比为 0.7 的试件延性

略低于轴压比为 0.5 的试件。表明相同型钢伸入长度下,轴压比对试件承载力影响较小,主要对试件后期刚度退化有一定影响,说明该节点受轴压比影响小,其轴压比限值可比规范提高。

(2)在型钢伸入长度较小时,试件的峰值承载力随轴压比的增加而提升不显著。这主要由于型钢伸入长度较小时,其受力性能与普通钢管约束RC柱节点相似;而型钢伸入长度较大时,随着轴压比增加,其柱端钢管约束作用与型钢对核心混凝土横向约束作用体现较为明显。故对其峰值承载力有略微提升,但幅度不大。

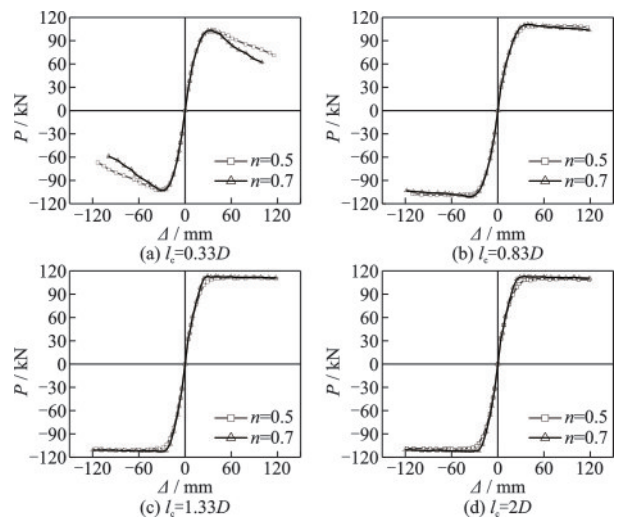


图13 轴压比影响

Fig.13 Influence of axial compression ratio

4 内置型钢设计

为确定型钢伸入长度的合理范围,为实际工程设计提供参考,以下进一步对不同型钢伸入长度下试件的破坏机制、型钢抗弯性能和耗能能力进行研究。

4.1 破坏机制

不同型钢伸入长度的试件在各加载阶段下的试件应变云图、混凝土最大塑性应变云图如图14所示,通过对比分析可得:

(1)当钢伸入柱端为 $0.3D\sim 0.5D$ 时,试件均发生柱端破坏,随着荷载增大,混凝土最大塑性应变由靠近节点的梁端逐渐向节点区转移;达到最大荷载时,由梁端、节点区向柱端转移,说明此时型钢伸

入柱端长度较短,导致柱端承载力低于节点区和梁端,最终柱端混凝土被压碎,试件发生破坏。

(2)当型钢伸入柱端为 $0.67D\sim 1.17D$ 时,试件均发生梁端破坏,初期开裂时,各试件混凝土最大塑性应变由梁与节点交界处逐渐向节点区转移;达到最大荷载时,混凝土最大塑性应变由节点区向梁端转移,说明此时随着型钢伸入柱端长度的增加,柱端承载力得到有效提升,混凝土最大塑性应变向梁端转移,最

终梁端混凝土被压碎,试件均发生梁端破坏。

(3)当型钢伸入柱端为 $1.3D\sim 2D$ 时,试件均发生梁端破坏,其破坏机理与型钢伸入长度为 $0.67D\sim 1.17D$ 时类似,但由于此时型钢伸入长度较为充分,型钢的性能得到充分的发挥,在各个加载阶段中,试件的混凝土损伤小于型钢伸入柱端 $0.67D\sim 1.17D$ 时的试件,且型钢伸入长度达到 $1.3D$ 后,其对试件的混凝土损伤变化影响较小。

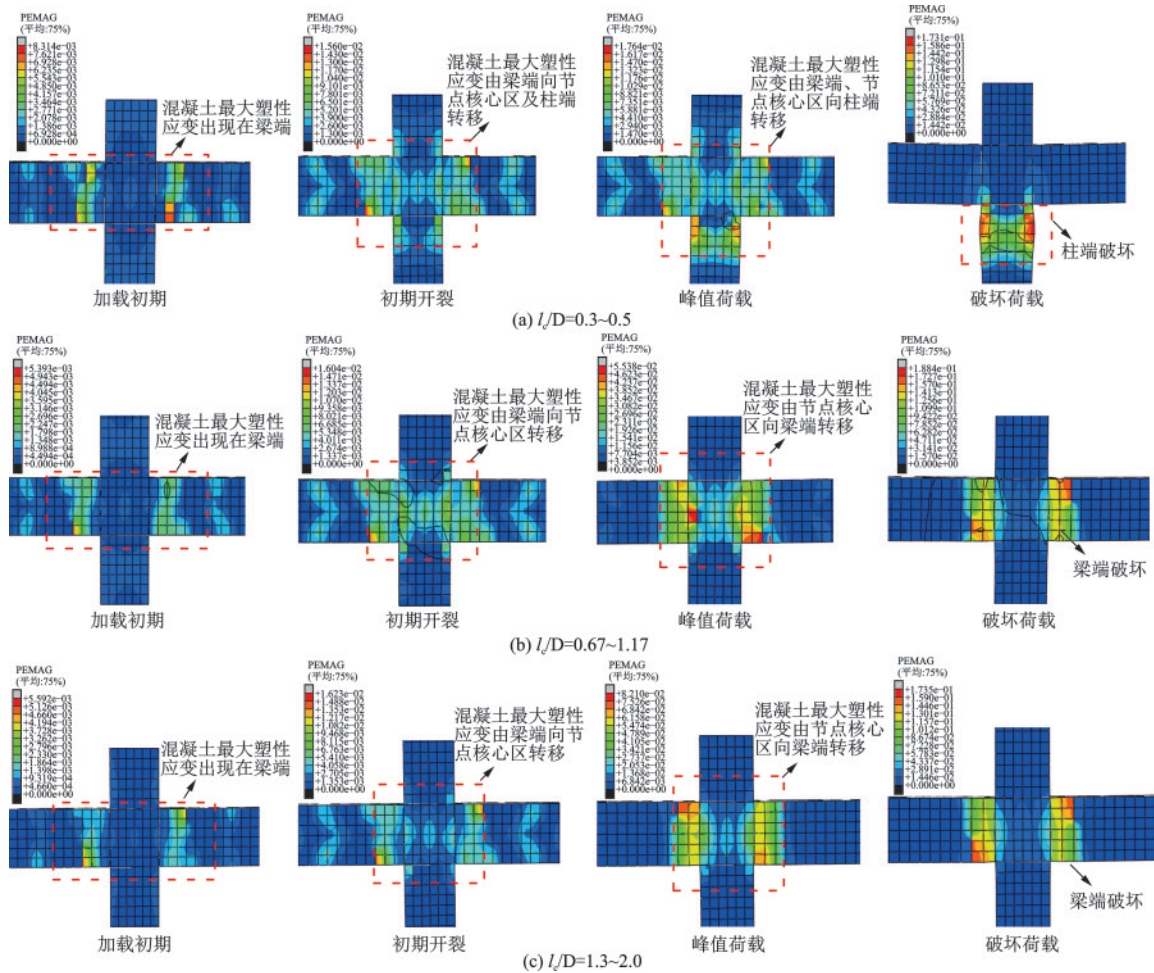


图 14 各阶段试件应变云图

Fig.14 Strain cloud maps of specimens at each stage

4.2 型钢抗弯性能和耗能能力

同一轴压比下,不同型钢伸入长度的试件的型钢抗弯性能如图 15 所示。

由图 15 可知,随着轴压比的增加,型钢自身的抗弯能力增强;当 $l_c=0.5D$ 时,此时由于试件为柱端破坏,型钢的抗弯性能未得到有效发挥;当 $l_c=0.8D$ 时,由于此时型钢伸入长度较短,型钢的弯矩值较小,抗弯作用难以充分发挥;当 $l_c=1.3D\sim 1.5D$ 时,随

着型钢伸入长度的增加,弯矩作用力臂增大,型钢弯矩值增大;但当 $l_c=1.5D$ 后,由于柱端处的型钢弯曲充分,增加型钢伸入长度难以提高型钢的弯矩值。

同一轴压比下,不同型钢伸入长度的试件的耗能能力如图 16 所示。

由图 16 可知,轴压比为 0.5 和 0.7 时,随型钢伸入长度增大,型钢的耗能系数存在明显转折,转折点前均随型钢伸入长度增大而增大,转折点后两者

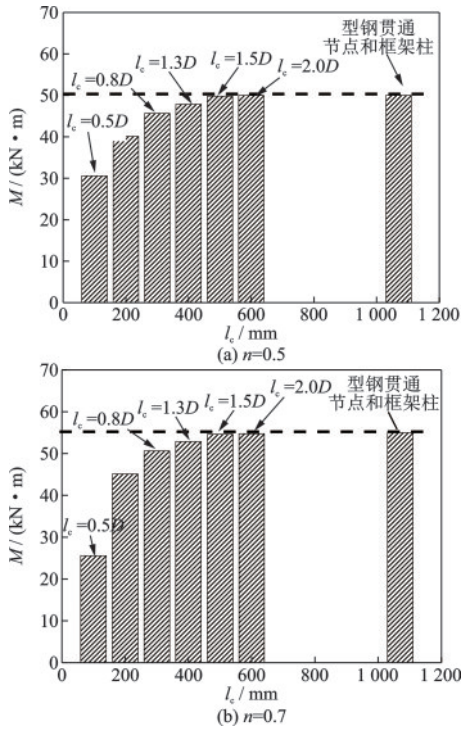


图 15 柱端型钢弯矩

Fig.15 Bending moment of section steel at column end

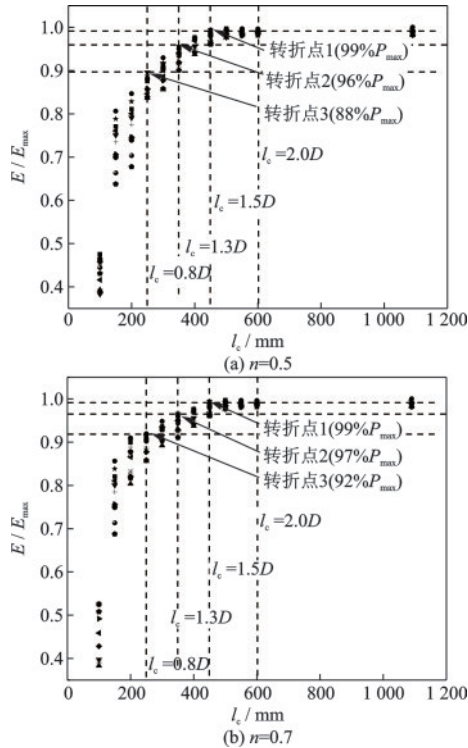


图 16 型钢耗能能力

Fig.16 Energy dissipation capacity of section steel

的增幅明显降低,趋于常值,由此判断出,在转折点前型钢的耗能性能未充分发挥,转折点后则受力较为充分,耗能能力不再明显提升,转折点所对应的

长度即为合理的节点处内置型钢伸入长度。当取 $l_e = 0.8D$ 时,不同轴压比下型钢耗能能力可达最大值的 88% 和 92% 以上;当取 $l_e = 1.3D$ 时,则不同轴压比下可达最大值的 96% 和 97% 以上;当转折点的横坐标取 $l_e = 1.5D$ 时,不同轴压比型钢的耗能能力均可达到最大值的 99%。

综上所述,通过对不同型钢伸入长度下试件的抗震性能的分析,并结合试件的破坏机制、型钢抗弯性能和耗能能力的分析结果,以及工程实际应用过程中的施工等不确定因素,建议在常用含钢率条件下,满足节点抗震性能需求的内置型钢长度取值范围为 $1.3D \sim 1.8D$ 。

5 结论

(1)建立了内置型钢增强 STRC 柱节点有限元模型,模拟所得试件的破坏形态、滞回曲线和骨架曲线及型钢应力应变的结果与试验结果吻合较好,表明了该模型具有合理有效性,可用于对内置型钢增强 STRC 柱节点抗震性能的研究。

(2)分析了型钢伸入长度和轴压比两个参数对试件抗震性能的影响,结果发现轴压比相同时,随着型钢伸入长度的增大,两组试件的峰值承载力和极限位移逐渐增大,当型钢伸入长度超过 $1.3D$ 后,其对试件峰值承载力和位移的影响较小;型钢伸入长度相同时,不同轴压比对试件承载力影响较小。

(3)轴压比相同时,型钢伸入长度与型钢抗弯性能和耗能能力呈正相关,但是随着型钢伸入长度超过 $1.3D$ 后,其增长速率由快逐渐趋于平缓。

(4)结合试件的破坏机制、承载力和变形能力以及型钢抗弯性能和耗能能力,综合考虑节点处内置型钢抗震性能的发挥程度及工程实际应用中的用钢量,提出在常用含钢率条件下,内置型钢伸入柱端长度建议取值在 $1.3D \sim 1.8D$ 。

参考文献:

[1] 周绪红,刘界鹏.钢管约束混凝土柱的性能与设计[M].北京:科学出版社,2010.
 [2] 惠存,李永刚,李克,等.多灾耦合作用下钢管混凝土柱承载性能研究进展[J].防灾减灾工程学报,2022,42(02):259-268.
 Hui C, Li Y G, Li K, et al. Investigation on the load bearing capacity of concrete filled steel tube columns un-

- der the couple of multiple disasters[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 42(2): 259-268. (in Chinese)
- [3] 闫标. 圆钢管约束RC柱—RC梁框架节点静力与抗震性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2018.
Yan B. Research on the static and seismic behavior of circular tubed RC column to RC beam joints[D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2018. (in Chinese)
- [4] 陈庆军, 蔡健, 徐刚, 等. 节点区柱钢管不全贯通式钢管混凝土柱-梁节点区的受压试验研究[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2008, (6): 10-16, 46.
Chen Q J, Cai J, Xu G, et al. Experimental investigation into a new type of concrete-filled steel tubular column-beam joint with the discontinuous column tube in joint zone under compression [J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2008, (6): 10-16, 46. (in Chinese)
- [5] 陈庆军, 蔡健, 杨平, 等. 节点区柱钢管不贯通式钢管混凝土柱-梁节点抗震性能[J]. 土木工程学报, 2009(12): 33-42.
Chen Q J, Cai J, Yang P, et al. Seismic behavior of concrete filled steel tubular column-beam joints with discontinuous column tubes [J]. China Civil Engineering Journal, 2009(12): 33-42. (in Chinese)
- [6] 肖梁才. 高纵筋率圆钢管约束混凝土结构梁柱节点轴压力学性能[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011.
Xiao L C. Static axial compression behavior of tubed RC beam-column joint with high longitudinal reinforcement ratio [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2011. (in Chinese)
- [7] 周绪红, 闫标, 甘丹, 等. 圆钢管约束钢筋混凝土梁柱水平加腋节点轴压力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(增1): 59-65.
Zhou X H, Yan B, Gan D, et al. Experimental research on circular tubed RC beam-column joints with horizontal haunches under axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(Sup1): 59-65. (in Chinese)
- [8] 程春建. 圆钢管约束钢筋混凝土柱-RC梁节点轴压力学性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2014.
Cheng C J. Research on axial behavior of RC beam-circular tubed reinforced columns joints[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2014. (in Chinese)
- [9] 王帆, 罗志锋, 蓝小艺, 等. 内置钢管加强圆钢管约束钢筋混凝土梁柱角节点轴压性能研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(1): 367-374.
Wang F, Luo Z F, Lan X Y, et al. FEA on axial compression performance of circular tubular confined reinforced concrete beam-column knee joints internally stiffened with steel tube[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(1): 367-374. (in Chinese)
- [10] 宁晨. 钢环加固的圆钢管约束混凝土柱—钢筋混凝土梁角节点轴压性能研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2016.
Ning C. Research on axial compression resistance performance of steel-tube confined reinforced concrete column-RC beam knee joints stiffened by steel rings[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2016. (in Chinese)
- [11] 王琨, 查志远, 刘宏潮, 等. 预应力型钢混凝土梁-钢管混凝土叠合柱框架中节点受剪性能分析[J]. 工程力学, 2020, 37(8): 89-101.
Wang K, Zha Zh Y, Liu H C, et al. Shear performance analysis on composite joints connecting prestressed steel reinforced concrete beams and steel-tube reinforced concrete columns [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(8): 89-101. (in Chinese)
- [12] Mou B, Li Y Z, Qiao Q Y. Connection behavior of CFST column-to-beam joint implanted by steel rebars under cyclic loading[J]. Engineering Structures, 2021, 246.
- [13] 丁志强, 傅先珺, 白超, 等. 钢管约束型钢混凝土柱施工技术[J]. 建筑施工, 2017, 39(7): 1003-1004, 1010.
Ding Z Q, Fu X J, Bai C, et al. Construction technology for profile steel and concrete-filled steel tube column [J]. Building Construction, 2017, 39(7): 1003-1004, 1010. (in Chinese)
- [14] 陈勇. 型钢混凝土梁柱节点低周反复荷载下的抗震性能试验及理论研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2005.
Chen Y. The seismic behavior research on SRC beam-column joint under cyclic loading [D]. Changsha: Hunan University, 2005. (in Chinese)
- [15] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [16] 赵宪忠, 温福平. 钢管约束混凝土的约束机制及其应力-应变模型建立[J]. 工程力学, 2018, 35(05): 36-46.
Zhao X Z, Wen F P. Theoretical study on confinement mechanism and stress-strain model for steel confined concrete in SRC columns[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(5): 36-46. (in Chinese)
- [17] 王中强, 余志武. 基于能量损失的混凝土损伤模型[J]. 建筑材料学报, 2004(4): 365-369.
Wang Z Q, Yu Z W. Concrete damage model based on energy loss [J]. Journal of Building Materials, 2004(4): 365-369. (in Chinese)

(本文编辑: 池营营)