

文章编号: 1000-4750(2018)02-0203-11

箍筋约束高强轻骨料混凝土柱轴压性能试验研究

吴 涛, 魏 慧, 刘 喜, 刘全威

(长安大学建筑工程学院, 陕西, 西安 710061)

摘 要: 完成了 12 根不同配箍形式和体积配箍率的箍筋约束高强轻骨料混凝土柱轴压性能试验, 系统地研究了构件的破坏过程与破坏形态、应力-应变曲线及箍筋应变等; 重点分析了不同配箍率和配箍形式对构件承载力和延性的影响; 建立了适用于该类轴压柱峰值应力(f'_{cc})和相应峰值应变(ϵ_{cc})的计算模型, 并引入 Richart、Mander、Razvi 和 Saatcioglu、Khaloo 和 El-Dash 等经典模型对比分析建议模型的准确性。研究表明: 峰值荷载过后, 约束柱保护层整体被切掉后剥落, 内部骨料和骨料与砂浆界面均出现少许裂缝, 与普通混凝土构件存在显著差异, 但应力-应变曲线发展规律与普通混凝土类似; 最终破坏以箍筋屈服、相邻箍筋间核心区混凝土压碎破坏为标志, 表面形成“H”形或 45°斜向破坏面; 同时, 增大体积配箍率和改善箍筋形式分别能够提高核心区混凝土的侧向约束力和增大约束面积, “井”字形复合配箍可满足承载力和延性需求; 结合配箍特征值(λ_t)和配箍形式影响参数(k)建立模型的计算结果与试验值吻合良好, 能够准确、合理地预测该类构件的峰值应力和相应峰值应变。

关键词: 高强轻骨料混凝土; 约束柱; 轴压性能; 配箍形式; 延性

中图分类号: TU375.3 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.10.0814

EXPERIMENTAL STUDY ON AXIAL COMPRESSION BEHAVIOR OF CONFINED HIGH-STRENGTH LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE UNDER CONCENTRIC LOADING

WU Tao, WEI Hui, LIU Xi, LIU Quan-wei

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an Shanxi 710061, China)

Abstract: In order to investigate the axial compression behavior of confined high-strength lightweight aggregate concrete (HSLAC), an experimental study of twelve HSLAC columns confined by reinforcement under concentric loading were carried out. The failure process, failure mode, stress-strain behavior and strain of lateral ties were studied in the research program. Expected general improvements in strength and ductility of specimens with respect to the effect of key variables such as the tie configuration and transverse reinforcement ratio were reported. And a calculation model of peak stress (f'_{cc}) and the corresponding strain (ϵ_{cc}) suitable for confined HSLAC columns were proposed and compared with Richart model, Mander model, Razvi and Saatcioglu model, and Khaloo and El-Dash model to evaluate the accuracy. It is shown that, after the peak load point, the concrete cover were cut off and sudden spalling occurred as a whole, and a few cracks were found on the internal aggregates as well as the interface between aggregate and mortar, which present significant differences from normal concrete members. However, the development law of stress-strain curves is similar to the normal concrete. The plane of failure presents “H” shape or a diagonal failure at an angle of 45° with the horizontal surface. The

收稿日期: 2016-10-19; 修改日期: 2017-02-21

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578072, 51708036); 陕西省自然科学基金项目(2017JQ5092); 中央高校基本业务费项目(310828173401)

通讯作者: 吴 涛(1976—), 男, 安徽霍山人, 教授, 博士, 院长, 从事工程结构抗震性能研究(E-mail: wutao@chd.edu.cn).

作者简介: 魏 慧(1990—), 女, 新疆巴楚人, 博士生, 从事钢筋混凝土结构抗震研究(E-mail: weihuichd@163.com);

刘 喜(1986—), 男, 陕西延安人, 副教授, 博士, 从事工程结构抗震性能研究(E-mail: liuxii@163.com);

刘全威(1989—), 男, 安徽六安人, 博士生, 从事工程结构抗震性能研究(E-mail: lqw8911@163.com).

results further indicate that the lateral restraint force and confined area of core concrete can be significantly increased by the reasonable selection of tie configuration and adding the amount of lateral ties. It is possible to obtain sufficient strength and ductility behavior in HSLAC columns through proper overlapping hoops with cross ties. The empirical model proposed by combining the stirrup characteristic values (λ_t) and coefficient (k), can accurately and reasonably estimate the peak stress and corresponding strain of confined HSLAC columns.

Key words: high-strength lightweight aggregate concrete; confined column; axial compression behavior; tie configuration; ductility

高强轻骨料混凝土(high-strength lightweight aggregate concrete, 简称 HSLAC)具有轻质高强、耐久耐火性能高、隔热保温性能好、抗冻抗渗性能优等特点,能够有效减轻结构自重、减小截面尺寸,已广泛应用于桥梁工程、高层建筑等^[1-3],具有良好的应用前景。但其弹性模量低、脆性显著,尤其随强度提高延性问题更为突出。

目前,主要通过箍筋提供侧向约束达到改善普通混凝土轴压柱延性的目的。国外,典型的有 Richart、Sheikh、Mander、Cusson 等^[4-7],考虑混凝土强度等级、体积配箍率、箍筋强度与箍筋形式及纵筋配筋率等因素影响,通过试验研究在分析不同参数影响的基础上,建立了多种适用于箍筋约束混凝土的本构模型。国内,史庆轩、赵作周、宋佳等^[8-11]也开展了相应的研究,基于不同箍筋强度、混凝土强度等级,建立了对应的应力-应变曲线。对于箍筋约束普通混凝土柱轴压性能的认识在深入,但对箍筋约束轻骨料混凝土柱的研究相对较少。

Martinez 等^[12]开展了 27 根圆形螺旋箍筋约束不同强度等级轻骨料混凝土柱轴压性能试验,建立了峰值强度、峰值应变和延性比与侧向约束力的关系;同时,为研究约束轻骨料混凝土的变形能力,Hlaing 等^[13]通过试验研究,分析了混凝土强度等级、体积配箍率的影响,研究表明:减小箍筋间距、增大箍筋直径,能够有效提升约束构件的变形能力,并给出弹性模量的计算公式;Khaloo 等^[14]在完成 8 根复杂截面形式的椭圆螺旋箍筋约束高强轻骨料混凝土柱试验研究基础上,提出了峰值应力和峰值应变计算模型,并考虑多因素影响建立了本构模型;此外,Bjerkeli 等^[15]对长期荷载作用下的约束高强轻骨料混凝土柱的强度、延性及蠕变特性进行了研究,与非约束混凝土对比表明,差异显著。与国外相比,国内对箍筋约束轻骨料混凝土柱轴压性能的研究基本处于空白。国内外研究表明:对于箍筋约束高强轻骨料混凝土柱的轴压性能试验研究

较少,大多理论分析均是在普通混凝土基础上修正得到,缺乏充足的试验支撑和明确的理论基础。

基于此,开展了 12 根箍筋约束高强轻骨料混凝土柱轴心受压试验,系统研究该类构件的破坏过程和破坏模式,分析体积配箍率、配箍形式对轴心受压承载力和延性的影响,建立适用于该类混凝土约束构件的峰值应力、峰值应变计算模型,为约束高强轻骨料混凝土理论分析提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计及制作

试验共设计了 12 根矩形截面的箍筋约束高强轻骨料混凝土柱进行单调轴心受压试验。截面尺寸为 250 mm×250 mm,柱高为 750 mm,混凝土保护层厚度均取 15 mm。柱内纵筋布置采用 12 Φ 10 和 8 Φ 12 两种,配筋率分别为 1.51% 和 1.45%。根据横向箍筋不同截面布置形式(如图 1),将试件分为 4 组,每组配箍率包含 1.97% 和 2.81% 两个水平。试件编号如 AH-1.97-50、AS-1.97-50 等,其中 A 为配箍形式;H、S 分别为单箍和螺旋箍;1.97 为体积配箍率;50 为箍筋间距。

各试件具体箍筋布置形式及设计参数如图 2 和表 1 所示。

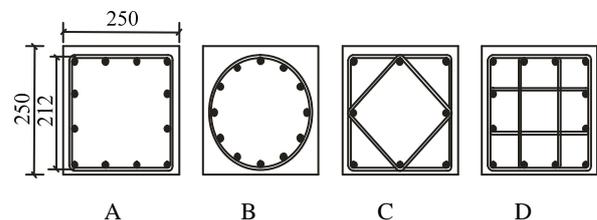


图 1 截面钢筋布置

Fig.1 Cross-sectional details of specimen

试件采用强度等级为 LC50 的高强轻骨料混凝土浇筑,其中轻骨料选取 800 级页岩陶粒;细骨料为普通砂和陶沙按 3:1 比例混合配置,配合比见表 2。为忽略轻骨料吸返水特性对混凝土力学性能的影响,浇筑前充分预湿骨料。各试件预留 3 组 3

块标准立方体试块，自然养护至试验进行测得材性试验结果(见表 3)。

表 1 试件参数

Table 1 Parameters of test specimens

试件 编号	截面		箍筋配置			纵筋配置		约束面 积比	
	宽度 <i>b</i> /mm	高度 <i>h</i> /mm	截面 形式	直径 <i>d</i> /mm	间距 <i>s</i> /mm	配筋率 ρ_v (%)	截面 配筋率 ρ_s (%)		
AH-1.97-50	250	750	AH	8	50	1.97	12 Φ 10	1.51	1.39
AH-2.81-35	250	750	AH	8	35	2.81	12 Φ 10	1.51	1.39
AS-1.97-50	250	750	AS	8	50	1.97	12 Φ 10	1.51	1.39
AS-2.82-35	250	750	AS	8	35	2.82	12 Φ 10	1.51	1.39
BS-1.97-50	250	750	BS	8	50	1.97	12 Φ 10	1.51	1.77
BS-2.82-35	250	750	BS	8	35	2.82	12 Φ 10	1.51	1.77
CH-1.99-55	250	750	CH	6.5	55	1.99	8 Φ 12	1.45	1.36
CH-2.80-39	250	750	CH	6.5	39	2.80	8 Φ 12	1.45	1.36
CS-1.99-55	250	750	CS	6.5	55	1.99	8 Φ 12	1.45	1.36
CS-2.81-39	250	750	CS	6.5	39	2.81	8 Φ 12	1.45	1.36
DH-1.97-76	250	750	DH	6.5	76	1.97	12 Φ 10	1.51	1.36
DH-2.82-53	250	750	DH	6.5	53	2.82	12 Φ 10	1.51	1.36

注： A_g 为试件截面总面积； A_c 为横向箍筋中心线围成的约束面积。

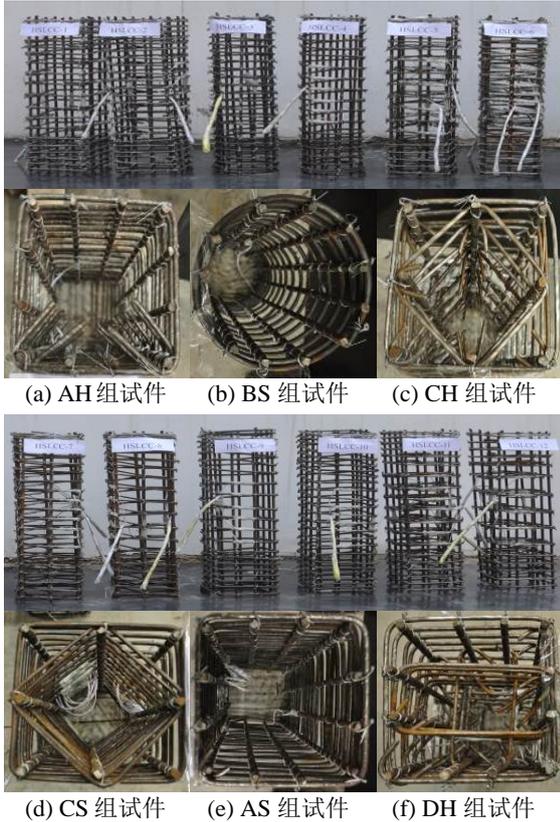


图 2 钢筋布置截面及立面示意图

Fig.2 Tie configuration of specimens

柱内纵筋和箍筋分别采用 HRB400 和 HPB300 级钢筋，各试件具体截面配筋如图 3。预留各种类

型钢筋 3 根 450 mm 用于材料性能试验，根据《金属材料拉伸试验第 1 部分：室温试验方法》(GB/T 228.1-2010)^[16]测得，具体详见表 4。

表 2 高强轻骨料混凝土配合比

Table 2 Mix proportion of HSLAC

混凝土材料	水泥	砂+陶	陶粒	水	减水剂	粉煤灰
设计配合比	1	1.75	1.54	0.375	0.01	0.25
1m ³ 用量/kg	400	700	616	150	4.0	100

表 3 试件混凝土材性指标

Table 3 Material properties of concrete

试件编号	f_{cu} /MPa	f_t /MPa	E_c /($\times 10^4$ MPa)	r /(kg/m ³)
AH-1.97-50	51.1	3.34	1.93	1745
AH-2.81-35	58.2	3.62	2.05	1750
AS-1.97-50	50.9	3.51	2.00	1755
AS-2.82-35	52.7	3.46	1.98	1760
BS-1.97-50	53.9	3.34	1.93	1764
BS-2.82-35	55.2	3.62	2.05	1790
CH-1.99-55	51.2	3.58	2.03	1783
CH-2.80-39	58.1	3.64	2.05	1772
CS-1.99-55	58.5	3.33	1.92	1763
CS-2.81-39	57.0	3.41	1.96	1780
DH-1.97-76	57.3	3.60	2.04	1785
DH-2.82-53	57.5	3.59	2.03	1767

表 4 钢筋材料力学性能

Table 4 Material properties of reinforcement bars

钢筋级别	<i>d</i> /mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /($\times 10^5$ MPa)
HRB400	12	424	507	2.06
HRB400	10	454	558	1.79
HPB300	8	507	647	2.25
HPB300	6.5	523	617	2.27

1.2 加载方案及量测内容

本次试验采用 500 t 长柱试验机进行加载，试验装置如图 4。位移控制加载速率恒定为 0.5 mm/min。为保证荷载均匀施加，在试件上、下端均铺 3 mm 厚细砂；同时，安装高度为 150 mm、厚度为 20 mm 的钢板套箍，避免柱两端混凝土局部受压破坏。柱底配置球铰，确保构件承受轴心荷载。当试件承载力下降至 60% 极限荷载时，即停止加载。试验数据采用 DH3820 高速静态应变数据采集仪收集，采样频率为 10 Hz。

量测内容包括：试件轴向压力和位移、中部混凝土竖向和水平向应变、纵筋和箍筋应变等。将位移传感器安装于试件四周预设的钢钉上，以准确、

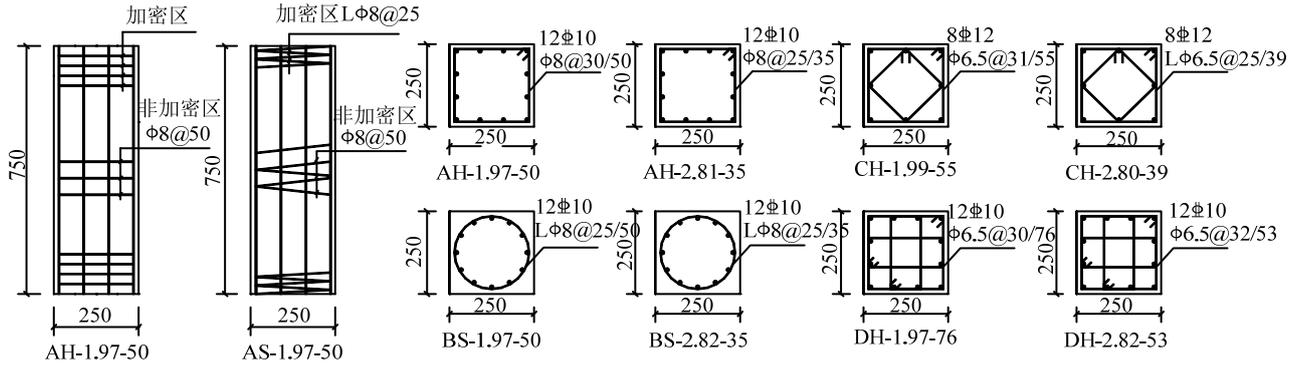
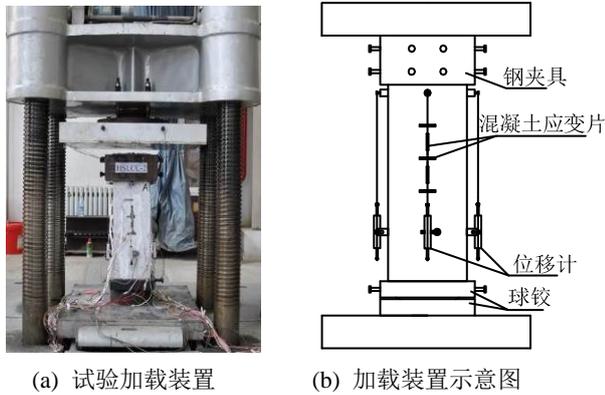


图 3 试件尺寸及配筋图

Fig.3 Dimension and reinforcement of specimens

连续测得柱中部试验区轴向位移。同时，布置竖向及水平向电阻应变片于柱中部混凝土表面，测量试件弹性阶段的轴向和横向应变。为研究纵筋和箍筋实际变形，测量试验区内两根纵筋及若干箍筋的轴向应变，具体测点布置如图 5。



(a) 试验加载装置

(b) 加载装置示意图

图 4 试验加载装置示意图

Fig.4 Overall view of instrumentation

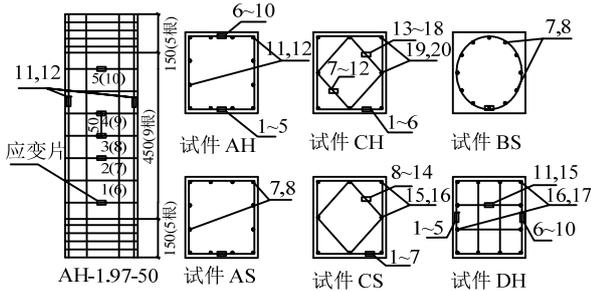


图 5 应变片布置详图

Fig.5 Location of strain gauges

2 试验结果分析

2.1 试验结果

完成了 12 根不同配箍形式和体积配箍率的箍筋约束高强轻骨料混凝土柱轴压性能试验。试件皆为轴心受压破坏。试验结果见表 5，表中 f'_{co} 为非约束高强轻骨料混凝土的轴心抗压强度。Martinez 等^[12]经试验研究表明：对于普通和轻骨料混凝土，

f'_{co} / f'_c 通常取为 0.85，且比值随混凝土强度等级提高而增加。Basset 和 Uzumeri 等^[17]根据轻骨料混凝土试验，建议 f'_{co} / f'_c 取值 0.98，本文取 0.85 进行计算。

f'_{cc} 为约束高强轻骨料混凝土的轴心抗压强度，即试件承担总荷载减去混凝土保护层和纵筋承担的荷载在混凝土核心区截面上的平均应力，计算如下：

$$f'_{cc} = \frac{N(\varepsilon) - A_{cov}\sigma_{cov}(\varepsilon) - A_s\sigma_s(\varepsilon)}{A - A_{cov} - A_s} \quad (1)$$

式中： A 、 A_{cov} 、 A_s 分别为试件截面面积、混凝土保护层面积、纵筋截面面积； $\sigma_{cov}(\varepsilon)$ 、 $\sigma_s(\varepsilon)$ 分别对应试件轴心应变为 ε 时的混凝土保护层和纵筋应力。

f'_{cc} / f'_{co} 、 $\varepsilon_{0.85} / \varepsilon_{cc}$ 分别用于衡量试件轴向承载力的提高与延性水平，其中 ε_{cc} 为试件达到峰值强度 f'_{cc} 时的轴向应变； $\varepsilon_{0.85}$ 为峰值强度降至 85% 时试件的轴向应变。

表 5 试验结果

试件编号	$N_u /$ kN	$f_{cu} /$ MPa	$f'_{co} /$ MPa	$f'_{cc} /$ MPa	$f'_{cc} /$ f'_{co}	$\varepsilon_{0.85} /$ ε_{cc}	破坏 模式
AH-1.97-50	2266	51.1	34.3	44.16	1.29	2.43	轴压
AH-2.81-35	3251	58.2	39.1	67.83	1.74	1.54	轴压
AS-1.97-50	2100	50.9	34.2	40.17	1.17	>15	轴压
AS-2.82-35	2793	52.7	35.4	56.82	1.61	1.08	轴压
BS-1.97-50	2364	53.9	36.2	59.23	1.64	1.83	轴压
BS-2.82-35	2650	55.2	37.1	67.98	1.83	2.45	轴压
CH-1.99-55	2215	51.2	34.4	44.01	1.28	7.25	轴压
CH-2.80-39	3623	58.1	39.0	77.84	1.89	1.27	轴压
CS-1.99-55	3307	58.5	39.3	70.25	1.75	1.03	轴压
CS-2.81-39	3081	57.0	38.3	64.82	1.66	1.01	轴压
DH-1.97-76	2968	57.3	38.5	61.03	1.59	1.61	轴压
DH-2.82-53	3182	57.5	38.6	66.17	1.71	1.51	轴压
均值					1.59	3.17	

注：棱柱体抗压强度 $f'_c = 0.79 f_{cu}$ 。

2.2 试验现象和破坏形态

图6为试件破坏过程图,图中分别为荷载降至80%、60%时试件裂缝的发展情况及最终破坏形态。加载初期,荷载主要由混凝土和纵筋承担,各试件基本处于弹性变形阶段,纵筋应变和泊松比均较小,试件表面无明显变化。随着荷载增加,试件表面沿四周角部纵筋出现竖向裂缝,裂缝不断延伸、迅速发展,随后混凝土保护层开始剥落,试件达到极限状态。以典型试件CH-1.99-55和BS-1.97-50为例说明。

加载至1300 kN前(约峰值荷载的58%),试件CH-1.99-55处于弹性加载阶段,表面并无明显现象。随后出现“清脆”的混凝土碎裂声,内部微裂缝逐渐形成。当荷载增至1600 kN时(约峰值荷载的72%),试件B面和C面相交处角部上端出现首条裂缝,宽度约为0.2 mm,缝长为1 cm;荷载继续增至1850 kN和2100 kN时(约峰值荷载的83%和95%),试件B面和A面分别出现沿角部纵筋分布的竖向裂缝,缝长为5 cm,随着荷载增加,A面裂缝逐渐向上、下延伸,B面裂缝斜向发展,碎裂声音逐渐变大,并伴随有小块混凝土崩落现象。极限

荷载(2215 kN)时,试件C、D两面中部出现裂缝,并迅速向两侧斜上方发展成贯通斜裂缝,且内部骨料和骨料与砂浆界面均出现少许裂缝,与普通混凝土构件存在显著差异。加载后期,试件A、B面裂缝逐渐发展形成“X或H形”贯通裂缝,各面斜裂缝相交于试件角部。同时,混凝土保护层局部开裂、崩落,伴随明显“噼啪”声;当荷载降至1772 kN(80%峰值荷载)后,试件混凝土保护层大面积“成块”剥落,沿纵筋形成较平整破坏面,且破坏面处轻骨料被剪断,符合典型的轻骨料混凝土破坏特征。同时,核心区混凝土横向变形增加,箍筋明显外鼓,相邻箍筋之间核心区混凝土压碎破坏。加载末期(下降至峰值荷载的60%之后),试件纵筋压屈,角部弯折处箍筋崩断3根。但其余箍筋仍能够提供有效约束作用,核心区混凝土未丧失承载力。

对于试件BS-1.97-50,弹性阶段的破坏过程与试件CH-1.99-55类似,但加载中期,裂缝首先出现于试件BS-1.97-50的中部,随后迅速发展、斜向延伸,形成与水平面夹角为45°左右的斜向“剪切面”;加载后期,试件内部螺旋箍筋崩断,轴向承载力迅速下降至破坏。

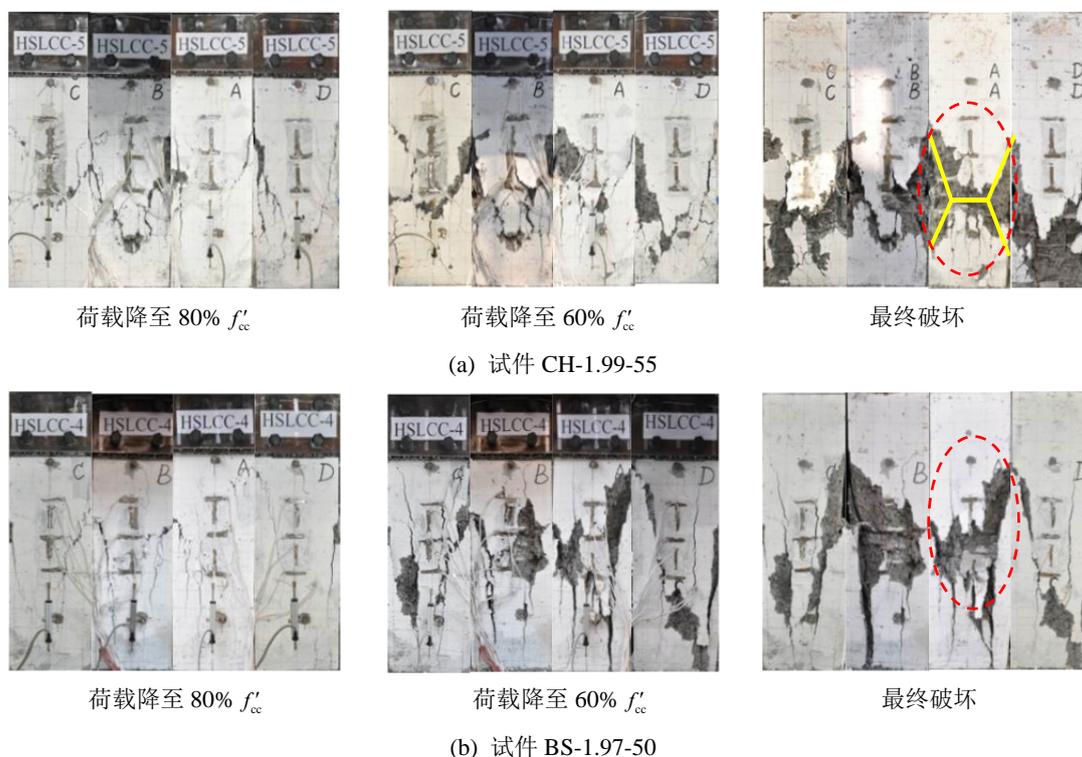


图6 破坏形态

Fig.6 Crack patterns at failure

2.3 约束高强轻骨料混凝土柱应力-应变曲线

图7给出试件CH-1.99-55和CH-2.80-39的应

力-应变曲线,配箍形式采用复合菱形配箍,体积配箍率分别为1.99%和2.80%。图7中,应力 σ 按式(1)

进行计算,其中钢筋承担荷载取决于钢筋的受拉应力-应变曲线和截面面积。应变 ε 通过试件四面布置的位移传感器测得轴向位移平均值除以标距得到。

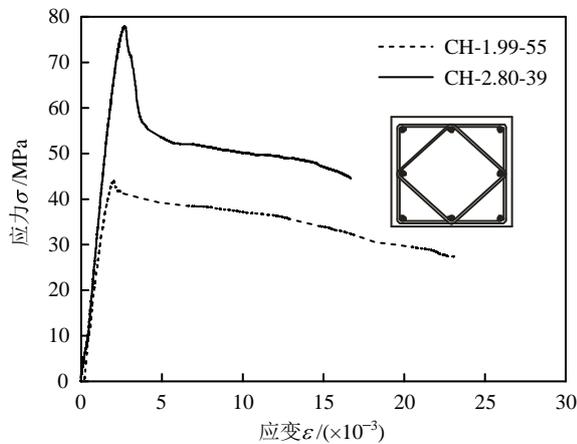


图7 试件应力-应变曲线

Fig.7 Stress-strain curve of specimens

由图7可见,试件开裂前,约束高强轻骨料混凝土应力-应变曲线基本呈线性关系,应力增长较轴向应变增长迅速,曲线斜率较大。但此时箍筋应变较小,约束未起作用。继续加载至80%峰值应力时,试件混凝土保护层开裂,混凝土轴向应力增长速率减缓,曲线斜率减小,约束高强轻骨料混凝土进入弹塑性变形阶段。荷载逐渐增加,试件达到峰值应力。当配箍形式相同时,体积配箍率较高的试件,其峰值应力和峰值应变均高于低体积配箍率的试件。

峰值应力点过后,曲线进入下降段。由于混凝土保护层的突然剥落,该阶段试件应力降低约峰值应力的10%~15%。同时,混凝土横向膨胀变形加快,箍筋对核心区混凝土开始提供约束作用,试件应力下降速率减慢,应力-应变曲线趋于平缓。直至荷载降为60%峰值荷载或箍筋断裂时,停止加载。

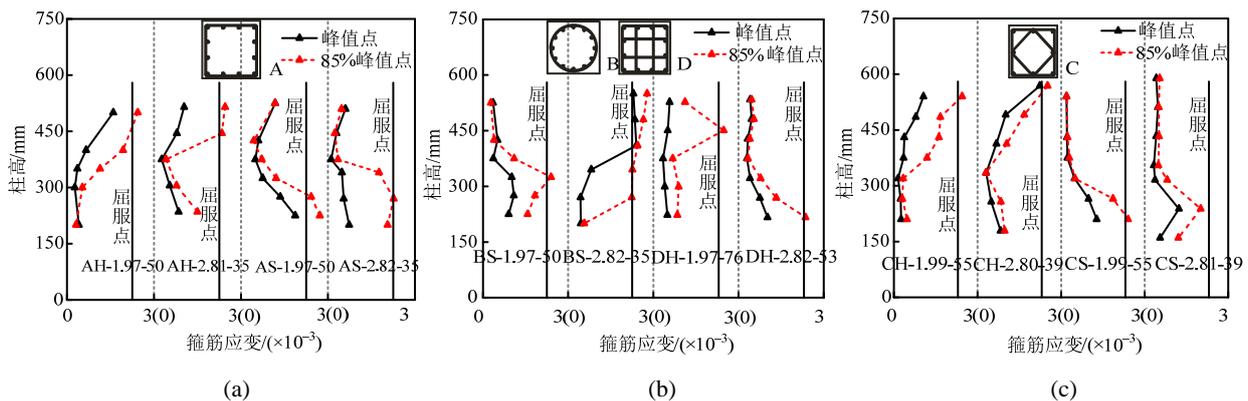


图8 箍筋应变

Fig.8 Strain in lateral steels

2.4 约束箍筋应变

图8给出各试件达到峰值应力及承载力降至85%峰值应力时的箍筋应变沿柱高度分布情况。由图可知,加载初期,混凝土和纵筋承担主要荷载,混凝土保护层尚未开裂,且核心区混凝土膨胀变形较小,因此,箍筋应变均较小,未达到屈服状态,约束作用不明显。峰值应力过后,随着外荷载增加,试件混凝土保护层开始大面积剥落,箍筋应变增长迅速,表明核心区混凝土膨胀变形增大,箍筋开始提供有效约束作用。直至试件承载力降至85%峰值应力时,部分箍筋发生屈服。对于体积配箍率较小的试件,由于箍筋约束不足导致混凝土过早发生压碎破坏,核心区混凝土横向膨胀变形较小,箍筋的约束作用没有得到充分地发挥。

2.5 影响参数分析

2.5.1 体积配箍率

图9对比了四组不同配箍形式试件的应力-应变曲线,各组试件体积配箍率分别包含1.97%和2.82%两个水平。由图可知,随着体积配箍率增加,A、B、C和D组试件峰值强度分别提高54%、15%、77%和8%。结果表明:增加横向箍筋数量,可有效提高核心区混凝土侧向约束力和增大竖向约束面积,大幅提高试件轴向承载力。

配箍形式相同时,体积配箍率对试件应力-应变曲线上段影响不显著。加载初期,因混凝土保护层未开裂,核心区混凝土横向膨胀变形较小,箍筋应变较低,箍筋对高强轻骨料混凝土的约束作用尚不明显。观察D组试件可知,体积配箍率对试件应

力-应变曲线下降段影响显著,随着体积配箍率增大,曲线下降段明显趋于平缓。因此,在构件设计时,适当提高体积配箍率可有效改善延性,防止脆性破坏发生。

2.5.2 配箍形式

图 10 为不同截面配箍有效约束面积示意图。由图可知,合理选择柱内纵筋和箍筋的布置形式,能够增大核心区混凝土有效约束面积。图 11 对比了相同体积配箍率下,配箍形式分别为 A、B、C 和 D 试件的应力-应变曲线,其中, A、B 和 D 组试件纵筋采用 12 Φ 10,而 C 组试件纵筋为 8 Φ 12,配箍率分别为 1.51% 和 1.45%。

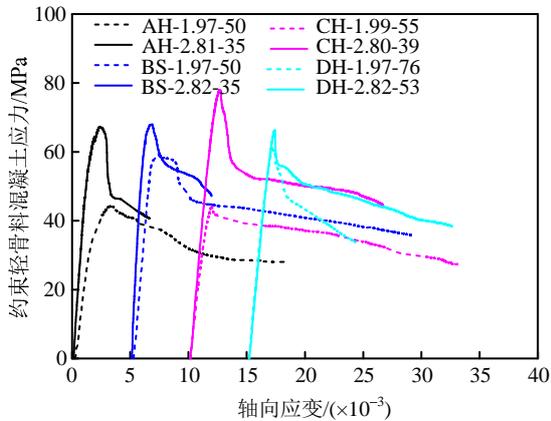


图 9 体积配箍率对应力-应变曲线的影响

Fig.9 Effect of volumetric ratio of reinforcement

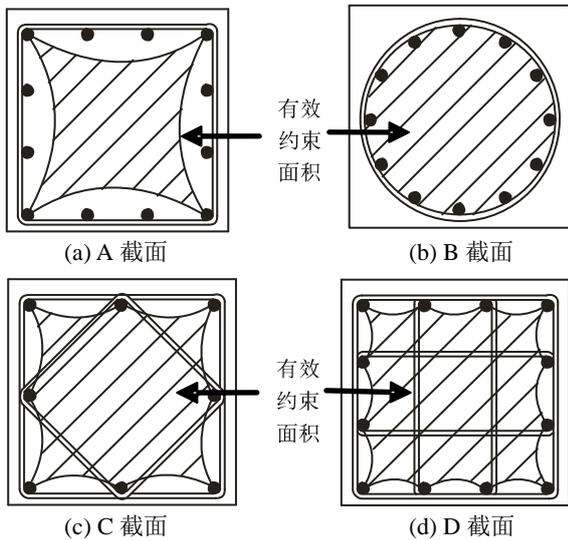


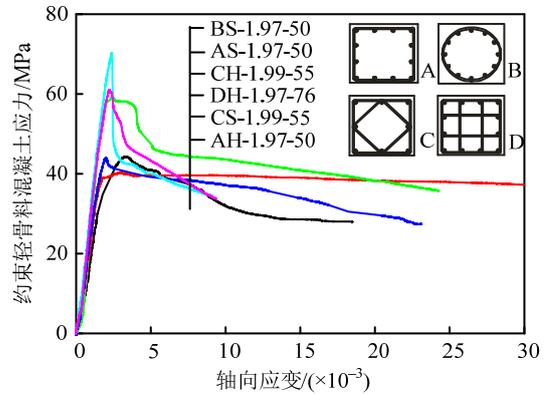
图 10 各截面有效约束面积示意图

Fig.10 Effectively confined area of core concrete

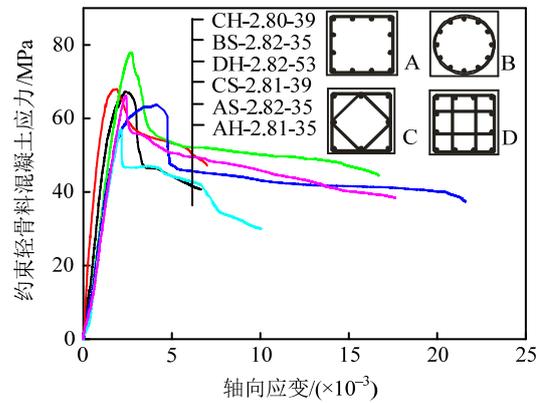
结合图 11 和表 5 可知, A 组中,试件 AH 和 AS 的轴向应变延性比 $\epsilon_{0.85}/\epsilon_{cc}$ 分别为 2.43 和 15,结果表明:矩形配箍形式允许较大的横向变形,当配箍率相同时,采用螺旋配箍可有效提升构件延性,

但因有效约束面积较小,未对核心区混凝土提供合理的侧向约束,构件承载力无明显提高。B 组试件采用圆形配箍使得有效约束应力分布均匀,试件约束效果及延性明显提高,但加载后期箍筋崩断,箍筋强度需进一步提高。对比 C 组试件,CH 和 CS 的轴向应变延性比 $\epsilon_{0.85}/\epsilon_{cc}$ 分别为 7.25 和 1.03。对于复合菱形配箍,采用螺旋箍,可提高构件承载力约 60%,但由于内、外螺旋箍筋变形不协调,未形成有效协同工作,核心区混凝土侧向约束不足,峰值点过后试件承载力下降较快,延性改善不明显。

综合对比四种配箍形式,采用配箍形式 D 能够对核心区混凝土提供有效侧向约束,同时保证试件具有较高承载力和较好的延性。



(a) $\rho_v=1.97\%$



(b) $\rho_v=2.81\%$

图 11 配箍形式对应力-应变曲线的影响

Fig.11 Effect of tie configuration

3 峰值应力和峰值应变

3.1 模型建立

目前,已有试验研究和理论分析表明:箍筋数量、强度、间距和配箍形式对受压应力-应变全曲线存在显著影响。增加箍筋数量,提高箍筋强度,减小箍筋间距和选取合理配箍形式能有效提升构件

轴向受压承载力,改善延性。基于此,本文引入配箍特征值(λ_t)和参数 k 对约束轻骨料混凝土柱的强度和延性进行定量评估。其中,配箍特征值(λ_t)体现了箍筋数量和强度的影响;而参数 k 为反映箍筋间距及配箍形式对核心区混凝土有效约束的重要指标:对于圆形截面配箍,侧向约束力分布均匀, k 可取为 1;其余配箍形式, k 值可按下式计算:

$$\lambda_t = \rho_t \frac{f_{yt}}{f'_{co}} \quad (2)$$

$$k = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s'}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \quad (3)$$

式中: ρ_t 为横向箍筋的体积配箍率,即试件单位体积内箍筋与混凝土的体积比; f_{yt} 为箍筋屈服强度; b_c 为横向箍筋中心线间的距离; s 为箍筋间距, s' 为纵筋间距; f_l 为箍筋屈服时,核心区混凝土的最大约束压应力。由图 12 中平衡条件, f_l 按下式计算:

$$f_l = \frac{nf_{yt}A_{st}}{sb_c} \quad (4)$$

式中:对于截面形式 A、B、C 和 D, n 分别取为 2、2、3.41 和 4。

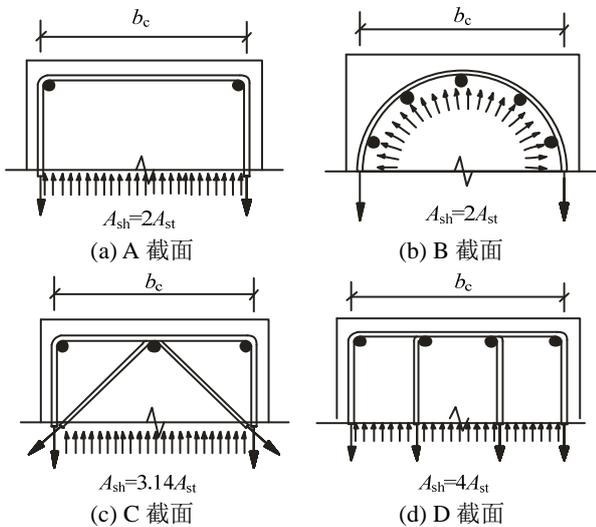


图 12 不同配箍形式的侧向约束力

Fig.12 Confining stresses of various tie configuration

结合 Martinez 和 Khaloo 等^[12,14]相关研究成果,通过分析提出峰值应力增强比(f'_{cc} / f'_{co})和峰值应变提高比($\epsilon_{cc} / \epsilon_{co}$)与主要影响参数 $k\lambda_t$ 的关系(如图 13 和 14)。由图可知,随着影响参数 $k\lambda_t$ 的增加,峰值应力增强比(f'_{cc} / f'_{co})和峰值应变提高比($\epsilon_{cc} / \epsilon_{co}$)均呈线性关系显著增加。通过回归分析,得到约束轻骨料混凝土柱峰值应力和峰值应变计算公式:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.012k\lambda_t \quad (5)$$

$$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 7.23k\lambda_t \quad (6)$$

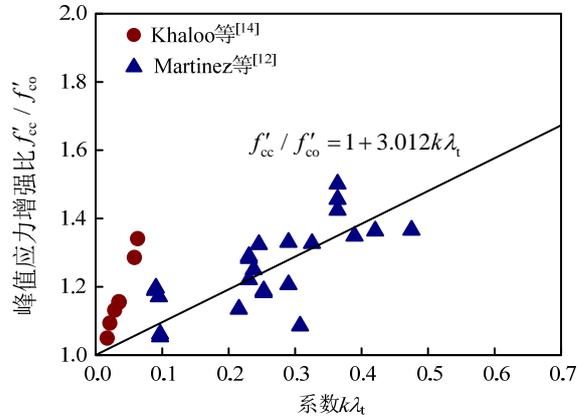


图 13 f'_{cc} / f'_{co} 与 $k\lambda_t$ 的关系

Fig.13 Relationship between f'_{cc} / f'_{co} and $k\lambda_t$

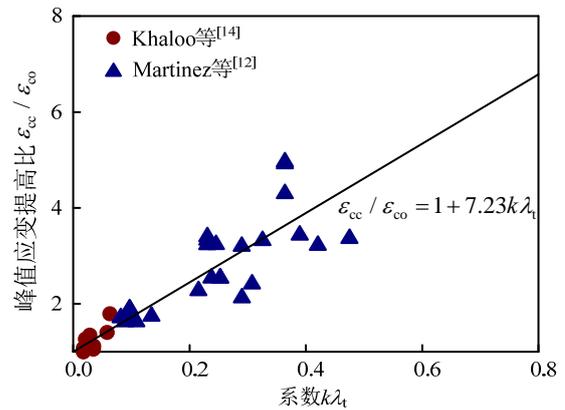


图 14 $\epsilon_{cc} / \epsilon_{co}$ 与 $k\lambda_t$ 的关系

Fig.14 Relationship of $\epsilon_{cc} / \epsilon_{co}$ and $k\lambda_t$

3.2 试验结果验证

将建议约束高强轻骨料混凝土峰值应力和峰值应变模型用于本文试验结果的计算,并与 Richart 等^[18]、Mander 等^[19]、Razvi 和 Saatcioglu^[20]、Khaloo 和 El-Dash 等^[21]经典模型进行对比分析,各模型的峰值应力和应变计算公式见表 6。

表 7 和图 15 分别为各模型的计算值与试验值对比情况。经对比可知:1) Richart 模型、Mander 模型、Razvi 模型、Khaloo 模型和本文建议模型的峰值应力预测值与试验值比值的均值分别为 1.01、1.00、1.12、1.24 和 1.02,方差分别为 0.020、0.022、0.032、0.029 和 0.015。采用本文建议模型预测的约束高强轻骨料混凝土峰值应力与试验值吻合良好,且方差较小。2) 由图 15(b)可见,各模型对约束高强轻骨料混凝土峰值应变的预测结果离散性较大,

表 6 不同约束混凝土峰值应力和应变计算模型

Table 6 Different peak stress and corresponding strain model for confined concrete

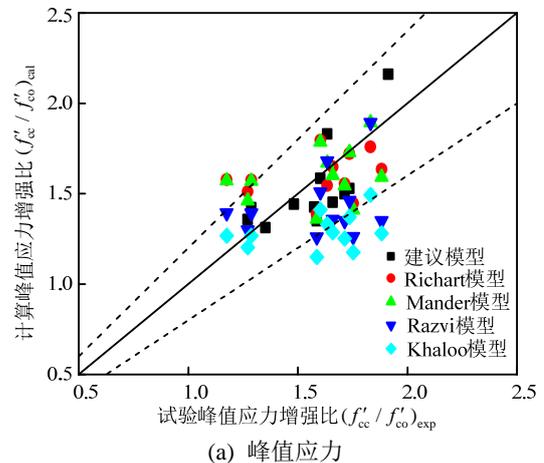
文献	峰值应力	峰值应变	备注
本文建议模型	$f'_{cc} = f'_{co} + 3.012k\lambda_1 f'_{co}$	$\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{co}} = 1 + 7.23k\lambda_1$	$\lambda_1 = \rho_1 \frac{f'_s}{f'_{co}}$ $k = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s'}\right)\left(\frac{1}{f'_l}\right)}$
Richart 等 ^[18]	$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f'_l$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	$k_1 = 4.1$ $k_2 = 5k_1$
Mander 等 ^[19]	$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	—
Razvi 和 Saatcioglu ^[20]	$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f'_l$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} (1 + 5k_3 K)$	$k_1 = 6.7(f'_l)^{-0.17}$ $k_3 = 40 / f'_{co}$
Khaloo 和 El-Dash 等 ^[21]	$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f'_l$	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} + 0.22k_1 (f'_l / f'_{co})^2$	$k_1 = 3.1k_l$ $k_l = 2 - (f'_{co} / f'_l)^{0.06}$

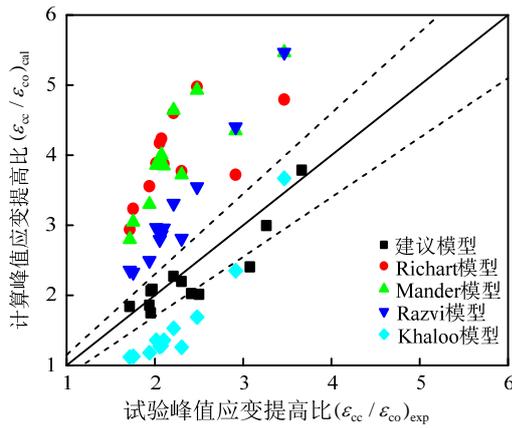
表 7 模型参数及计算结果

Table 7 Parameters and calculated results of specimens

文献	试件编号	f'_{co}/MPa	k	λ_1	Richart 模型		Mander 模型		Razvi 模型		Khaloo 模型		建议模型	
					$(f'_{cc})_t / (f'_{cc})_c$	$(\epsilon_{cc})_t / (\epsilon_{cc})_c$								
	AH-1.97-50	34.3	0.481	0.291	0.82	0.54	0.82	0.55	0.93	0.71	1.02	1.55	0.91	1.24
	AH-2.81-35	39.1	0.481	0.365	1.01	0.48	1.00	0.48	1.19	0.67	1.27	1.45	1.14	0.98
	AS-1.97-50	34.2	0.481	0.294	0.75	0.52	0.75	0.52	0.84	0.68	0.93	1.48	0.85	1.19
	AS-2.82-35	35.4	0.481	0.403	0.89	0.50	0.90	0.50	1.06	0.70	1.14	1.47	1.01	1.28
	BS-1.97-50	36.2	1.000	0.276	1.06	0.78	0.98	0.67	0.97	0.66	1.23	1.24	0.89	1.09
本文	BS-2.82-35	37.1	1.000	0.385	1.04	0.72	0.97	0.63	0.97	0.63	1.23	0.94	0.85	0.97
试验	CH-1.99-55	34.4	0.391	0.303	0.84	0.55	0.87	0.59	0.98	0.78	1.06	1.64	0.94	1.04
	CH-2.80-39	39.0	0.391	0.375	1.15	0.49	1.18	0.52	1.39	0.74	1.47	1.62	1.11	0.95
	CS-1.99-55	39.3	0.391	0.265	1.21	0.54	1.24	0.58	1.39	0.75	1.49	1.56	1.14	1.12
	CS-2.81-39	38.3	0.391	0.384	1.01	0.49	1.04	0.52	1.22	0.72	1.29	1.62	1.14	0.95
	DH-1.97-76	38.5	0.447	0.260	1.14	0.58	1.17	0.61	1.26	0.73	1.38	1.53	1.15	0.93
	DH-2.82-53	38.6	0.447	0.370	1.10	0.61	1.11	0.62	1.27	0.82	1.37	1.82	1.14	1.05
均值					1.01	0.57	1.00	0.57	1.12	0.72	1.24	1.49	1.02	1.07
方差					0.020	0.009	0.022	0.003	0.032	0.003	0.029	0.045	0.015	0.014

与试验值比值的均值分别为 0.57、0.57、0.72、1.49 和 1.07，方差分别为 0.009、0.003、0.003、0.045 和 0.014。由于 Richart 模型、Mander 模型和 Razvi 模型均基于约束普通混凝土构件提出，普遍高估了约束高强轻骨料混凝土的峰值应变值。同时，Khaloo 模型基于圆形配箍约束轻骨料混凝土柱建立，未考虑不同配箍截面形式的影响，对本文试验中试件的峰值应变预测结果偏保守。综合分析表明，本文建议模型的计算结果较其余各模型与试验值吻合良好，且方差最小，能够准确预测约束高强轻骨料混凝土的受力性能。





(b) 峰值应变

图 15 f'_{cc}/f'_{co} 和 $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$ 的试验值与预测值对比Fig. 15 Test versus calculated values of f'_{cc}/f'_{co} and $\varepsilon_{cc}/\varepsilon_{co}$

4 结论

通过试验研究了 12 根箍筋约束高强轻骨料混凝土柱轴心受压性能, 基于国外轴心受压约束轻骨料混凝土柱研究成果, 结合配箍特征值(λ_k)和配箍形式影响参数(k)建立了约束高强轻骨料混凝土峰值应力、峰值应变计算模型, 研究表明:

1) 峰值荷载前, 箍筋约束高强轻骨料混凝土柱破坏过程与普通混凝土约束构件类似。峰值荷载过后, 约束柱保护层整体被切掉后剥落, 内部骨料和骨料与砂浆界面均出现少许裂缝, 与普通混凝土构件存在显著差异, 最终破坏形态呈“H”形或 45°斜向破坏面。但应力-应变曲线发展规律与普通混凝土类似。

2) 配箍形式对试件的强度和延性影响较大, 矩形螺旋配箍(A)可有效提升试件延性, 但因核心区混凝土有效约束面积较小, 承载力提高不明显; 采用复合菱形配箍(C)能够提高构件承载力约 60%, 但内外螺旋箍变形不协调, 使得延性未有改善, 建议采用焊接式箍筋。综合对比表明: “井”字形配箍能够对核心区混凝土提供有效的侧向约束, 保证试件具有较高轴向承载力和较好的延性。

3) 研究表明: 建议的峰值应力和峰值应变模型计算结果与试验值吻合良好, 可将其用于约束高强轻骨料混凝土的理论计算。

参考文献:

[1] 叶列平, 孙海林, 陆新征, 等. 高强轻骨料混凝土结构—性能、分析与计算[M]. 北京: 科学出版社, 2009: 1—4.
Ye Lieping, Sun Hailin, Lu Xinzhen, et al. High-

strength lightweight reinforced concrete structure—performance、analysis and calculation [M]. Beijing: Science Press, 2009: 1—4. (in Chinese)

- [2] 邵永健. 型钢轻骨料混凝土梁的力学性能及设计方法的试验研究[D]. 陕西: 西安建筑科技大学, 2007.
Shao Yongjian. Experimental study on mechanical performance and design method of reinforced lightweight aggregate concrete beams [D]. Shaanxi: Xi'an University of Architecture & Technology, 2007. (in Chinese)
- [3] 孙海林, 丁建彤, 叶列平. 高强轻骨料混凝土在桥梁工程中的应用及发展[C]. 第十五届全国桥梁学术会议论文集上海: 同济大学出版社, 2002: 787—793.
Sun Hailin, Ding Jiantong, Ye Lieping. The development and application of high-strength lightweight aggregate concrete in bridge engineering [C]. The fifteenth national conference on bridge, Shanghai: Tongji University Press, 2002: 787—793. (in Chinese)
- [4] Richart F E, Brandtzaeg A, Brown R L. The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression [R]. Bulletin No. 190, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, 1929.
- [5] Sheikh S A, Uzumeri S M. Strength and ductility of tied concrete columns [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1980, 106(5): 1079—1102.
- [6] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804—1826.
- [7] Cusson D, Paultre P. Stress-strain model for confined high-strength concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1995, 121(3): 468—477.
- [8] 史庆轩, 杨坤, 刘维亚, 等. 高强箍筋约束高强混凝土轴心受压力学性能试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(1): 141—149.
Shi Qingxuan, Yang Kun, Liu Weiya, et al. Experimental study on mechanical behavior of high-strength concrete confined by high-strength stirrups under concentric loading [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(1): 141—149. (in Chinese)
- [9] 史庆轩, 王南, 田园, 等. 高强箍筋约束高强混凝土轴心受压应力-应变全曲线研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(4): 144—151.
Shi Qingxuan, Wang Nan, Tian Yuan, et al. Study on stress-strain relationship of high-strength concrete confined with high-strength stirrups under axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 144—151. (in Chinese)
- [10] 赵作周, 张石昂, 贺小岗, 等. 箍筋约束高强混凝土受压应力-应变本构关系[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(5): 96—103.
Zhao Zuozhou, Zhang Shiang, He Xiaogang, et al. Stress-strain relationship of stirrup-confined high-

- strength concrete [J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(5): 96—103. (in Chinese)
- [11] 宋佳, 李振宝, 王元清, 等. 考虑尺寸效应影响的箍筋约束混凝土应力-应变本构关系模型[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(8): 99—107.
Song Jia, Li Zhenbao, Wang Yuanqing, et al. Stress-strain constitutive model of concrete confined by hoops with considering size effect [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(8): 99—107. (in Chinese)
- [12] Martinez S, Nilson A H, Slate F O. Spirally reinforced high-strength concrete columns [C]// *ACI Journal Proceedings*, 1984, 81(5): 431—442.
- [13] Hlaing M M, Huan W T, Thangayah T. Response of spiral-reinforced lightweight concrete to short-term compression [J]. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2010, 22(12): 1295—1303.
- [14] Khaloo A R, Bozorgzadeh A. Influence of confining hoop flexural stiffness on behavior of high-strength lightweight concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2001, 98(5): 657—664.
- [15] Bjerkeli L, Tomaszewicz A, Jensen J J. Deformation properties and ductility of high-strength concrete [J]. *ACI Materials Journal*, 1990, 121(1): 215—238.
- [16] GB/T 228.1-2010, 金属材料拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法[S]. 北京: 中国标准出版社, 2011.
GB/T 228.1-2010, Metallic materials-Tensile testing-method of test at ambient temperature [S]. Beijing: China Standard Press, 2011.
- [17] Basset R, Uzumeri S M. Effect of confinement on the behavior of high-strength lightweight concrete columns [J]. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1986, 13(6): 741—751.
- [18] Richart F E, Brandtzaeg A, Brown R L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses [M]. *University of Illinois Bulletin*, 1928: 24—36.
- [19] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1988, 114(8): 1804—1826.
- [20] Razvi S, Saatcioglu M. Confinement model for high-strength concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1999, 125(3): 281—289.
- [21] Khaloo A R, El-Dash K M, Ahmad S H. Model for lightweight concrete columns confined by either single hoops or interlocking double spirals [J]. *ACI Structural Journal*, 1999, 96(6): 883—890.

(上接第 168 页)

- [14] 李国强, 王彦博, 陈素文, 孙飞飞. 高强度结构钢研究现状及其在抗震设防区应用问题[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(1): 1—13.
Li Guoqiang, Wang Yanbo, Chen Suwen, Sun Feifei. State-of-the-art on Research of high strength structural steels and key issues of using high strength steels in seismic structures [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(1): 1—13. (in Chinese)
- [15] 施刚, 班慧勇, 石永久, 王元清. 高强度钢材钢结构研究进展综述[J]. *工程力学*, 2013, 30(1): 1—13.
Shi Gang, Ban Huiyong, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Overview of research progress for high strength steel structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(1): 1—13. (in Chinese)
- [16] 日本建筑学会. 鋼構造接合部設計指針[S]. 2006. Architectural Institute of Japan. Recommendation for design of connections in steel structures [S]. 2006. (in Japanese)
- [17] 樊健生, 周慧, 聂建国, 梁旭. 空间组合节点抗震试验方法的研究[J]. *结构工程师*, 2010, 27(增刊): 288—293.
Fan Jiansheng, Zhou Hui, Nie Jianguo, Liang Xu. Test method of beam-column joints under bi-directional load [J]. *Structural Engineers*, 2010, 27(Suppl): 288—293. (in Chinese)
- [18] 王伟, 李万祺, 陈以一. 空间框架梁柱节点伪静力试验研究的实现[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(10): 107—112.
Wang Wei, Li Wanqi, Chen Yiyi. Realization of pseudo-static experimental study of beam-to-column joints in three dimensional frames [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(10): 107—112. (in Chinese)
- [19] Beedle L S, Topractsologlou A A, Johnston B G. Connection for welded continuous portal frames (part III Discussion of test results and conclusions), Progress report NO.4 [J]. *The Welding Journal*, 1952, 11: 543—560.
- [20] 姚谦峰. 土木工程结构试验[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008: 261—262.
Yao Xianfeng. Civil engineering structural experiment [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008: 261—262. (in Chinese)