

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2023.04.012

635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱的 偏压性能与承载力计算

林威¹, 沈奇罕^{1,2}, 王静峰^{1,3}, 王成刚^{1,3}

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 安徽省先进钢结构技术与产业化协同创新中心, 安徽 合肥 230009; 3. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽 合肥 230009)

摘要:为了研究新型 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋应用在主要建筑构件中的力学性能, 文章基于 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱的偏压性能试验, 建立其在偏压荷载下的精细化有限元模型, 分析偏心率、配筋率、混凝土强度、截面高宽比等关键参数对其破坏模式、承载力、延性等力学性能指标的影响规律, 得到其在偏压荷载下的全过程受力特征, 确定 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋与混凝土强度的匹配特性, 揭示试件在 2 种偏压状态下的内在受力机理, 最后提出 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋承载力理论计算方法。研究结果可为新型 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋在实际工程中的设计和应用提供一定的理论依据。

关键词: 高强钢筋; 偏压性能; 有限元分析; 破坏形态; 承载力计算

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1003-5060(2023)04-0500-12

Eccentric compression performance and bearing capacity calculation of short concrete column reinforced with 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bars

LIN Wei¹, SHEN Qihan^{1,2}, WANG Jingfeng^{1,3}, WANG Chenggang^{1,3}

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Collaborative Innovation Center of Advanced Steel Structure Technology and Industrialization, Hefei 230009, China; 3. Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China)

Abstract: In order to study the mechanical properties of a new type of 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bar applied to the main building components, based on the eccentric compression performance testing on short concrete column reinforced with 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bars, its refined finite element model under eccentric load is established, and the effects of the key parameters including the eccentricity ratio, reinforcement ratio, concrete strength and section aspect ratio on the mechanical indexes such as failure mode, bearing capacity and ductility are analyzed. Its stress characteristics under eccentric load are obtained, the matching features of 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bar and concrete strength are determined, and the internal stress mechanisms of the components under two kinds of eccentric compressions are revealed. Finally, the theoretical calculation method of the bearing capacity of 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bar is put forward. The results can provide a theoretical basis for the design and application of new type of 635 MPa grade hot-rolled ribbed high strength steel bar in practical engineering.

Key words: high strength steel bar; eccentric compression performance; finite element analysis; failure pattern; bearing capacity calculation

收稿日期: 2021-07-26; 修回日期: 2021-08-25

基金项目: 安徽省高校协同创新资助项目(GXXT-2019-005)

作者简介: 林威(1996—), 男, 安徽六安人, 合肥工业大学硕士生;

王静峰(1976—), 男, 安徽合肥人, 博士, 合肥工业大学教授, 博士生导师, 通信作者, E-mail: jfwang008@163.com.

0 引言

近年来,高耸、大跨、重载等大型建筑工程在建筑行业迅速发展,钢筋混凝土结构作为现阶段最主要的结构形式之一,占据了大量的建筑资源。据统计^[1],我国目前钢筋年产量约 2.50×10^8 t,若提高高强钢筋应用比例至 30%,则可节约钢筋约 0.25×10^8 t,减少燃烧标准煤 0.16×10^8 t,节约铁矿石 0.45×10^8 t,降低 CO_2 排放量约 0.50×10^8 t,对缓解我国电力、煤炭、铁矿石供应压力,解决环境污染问题,实现“双碳目标”具有重要意义。因此,开展高强度钢筋的研发与应用势在必行。

随着高强钢筋的推广,我国高强钢筋的研究与应用逐步得到重视,目前 HRB500 级高强钢筋已经纳入《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[2],而 600 MPa 级以上的热轧高强钢筋仅纳入《钢筋混凝土用钢 第 2 部分:热轧带肋钢筋》(GB/T 1499.2—2018)^[3],尚未明确其在构件和结构中的应用规定,这在一定程度上限制了 600 MPa 级热轧高强钢筋在实际工程中的推广和应用,使我国钢筋混凝土结构用钢强度仍远低于英法德美等发达国家。目前,对于 600 MPa 级高强钢筋在结构构件中的受力性能,相关研究主要集中在构件的纯弯^[4]、压弯^[5]、抗震性能^[6-7]及高强钢筋的连接锚固性能^[8]。上述研究中,600 MPa 级高强钢筋多采用热处理或冷轧工艺加工生产,在性能质量上存在一定缺陷。相比而言,采用热轧工艺生产的高强钢筋,其屈服点和流幅明显,塑性韧性优越,且有良好的可焊性能。但目前对采用 600 MPa 级以上热轧高强钢筋混凝土构件受力性能的研究很少,极大地限制了其在实际工程中的推广与应用。

635 MPa 级热轧带肋高强钢筋是一种通过热轧工艺得到的微合金化新型建筑金属材料,具有强度高、延性好、成本低等显著优势,为研究其在钢筋混凝土短柱中的偏压性能,本文基于 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压性能试验,建立其在偏压作用下的精细化有限元模型,分析偏心率、配筋率、混凝土强度、截面高宽比等关键参数的影响,揭示其典型破坏模式、承载力、延性及应变响应规律,并依据压弯构件平截面假定,提出考虑高强钢筋约束和混凝土匹配性问题的 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压承载力计算方法。

1 混凝土与钢筋本构关系模型

1.1 混凝土本构模型

目前国内常用的钢筋混凝土本构关系函数模型为文献[2]中的素混凝土本构关系函数模型,而将该模型应用于具有高强约束力的钢筋混凝土结构试件,可能造成计算结果与试验结果偏差较大^[9]。本文基于 Kent-Park 模型中考虑箍筋对单轴混凝土的本构约束能力^[10-12],对素混凝土本构关系进行一定程度的修正,提出一种考虑高强钢筋约束和混凝土匹配特性的新型钢筋混凝土本构关系,以模拟 635 MPa 级高强钢筋混凝土短柱的偏压性能。

修正后的考虑尺寸效应的箍筋约束混凝土应力-应变关系曲线如图 1 所示。

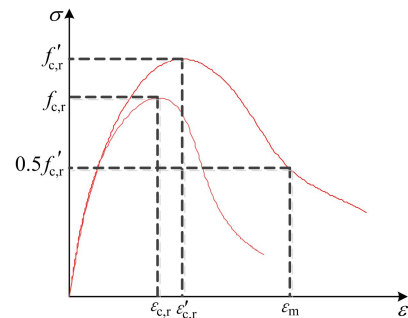


图1 箍筋约束混凝土应力-应变关系

修正后的箍筋约束混凝土本构关系为:

$$f_{c,r}' = K\beta_1 f_{c,r}, \quad \epsilon_{c,r}' = K\beta_2 \epsilon_{c,r},$$

$$\alpha = \frac{(1 - 0.5K)\epsilon_{c,r}\epsilon_m}{0.5K\epsilon_m^2 - K\epsilon_{c,r}\epsilon_m + 0.5K\epsilon_{c,r}^2};$$

$$\epsilon_m = \frac{3 + 0.29f_{c,r}}{145f_{c,r} - 1000} + \frac{3}{4}\rho_v \sqrt{\frac{h''}{s_h}};$$

$$K = 1 + \frac{\rho_v f_{yh}}{f_{c,r}};$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 1, & \rho_v \leq \rho_{v,\min}; \\ \left(\frac{\sqrt{1 + D/D_0}}{B} - 1 \right) \tanh[\alpha(\rho_v - \rho_{v,\min})] + 1, & \rho_v > \rho_{v,\min}; \end{cases}$$

$$\beta_2 = \left[1 + 0.45 \left(\frac{D}{150} \right)^{-0.5} \right] \left[1 + 0.21 \left(\frac{10f_1}{f_{c,r}} \right)^4 \right] \quad (1)$$

其中: K 为套箍效应强化系数; β_1 为应力尺寸效应削弱系数; β_2 为应变尺寸效应削弱系数; $f_{c,r}$ 为混凝土单轴抗压强度; $\epsilon_{c,r}$ 为混凝土峰值压应变; f_{yh} 为箍筋强度; ρ_v 为体积配箍率; $f_{c,r}'$ 为约束混凝土单轴抗压强度; $\epsilon_{c,r}'$ 为 $f_{c,r}'$ 对应的应变值; B 、

D_0 为几何常数,本文中方形柱 $B=1.176$, $D_0=714$ mm; ϵ_m 为箍筋约束混凝土本构关系曲线下降段 $0.5f_{c,r}'$ 处的应变; α 为调节系数,本文方形柱取值为 1.0; D 为试件截面边长; h'' 为核心混凝土宽度; f_1 为侧向压应力; s_h 为箍筋间距。

1.2 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋本构模型

目前大部分钢筋本构采用双折线模型,但是其无法彻底体现钢筋强化及紧缩的材料特性。本文通过 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋的拉伸试验结果发现,采用文献[13]提出的三线性强化模型能够很好地模拟高强箍筋的实际性能。635 MPa 级高强钢筋拉伸试验结果及其应力-应变关系曲线如图 2 所示。图 2a 中, d 为钢筋直径。

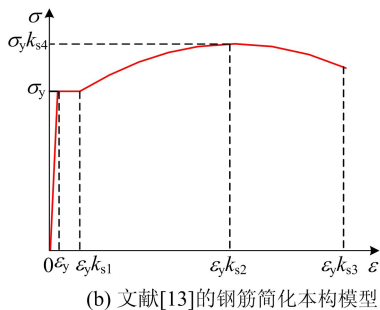
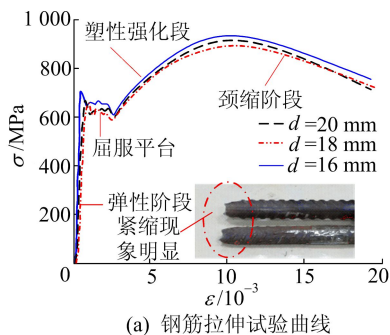


图 2 635 MPa 级高强钢筋应力-应变关系曲线

三线性强化模型的数学表达式^[13]为:

$$\sigma = \begin{cases} E_s \epsilon, & 0 < \epsilon \leq \epsilon_y; \\ E_s \epsilon_y, & \epsilon_y < \epsilon \leq k_{s1} \epsilon_y; \\ E_s \left[k_{s4} \epsilon_y + \frac{1 - k_{s4}}{\epsilon_y (k_{s2} - k_{s1})^2} (\epsilon - k_{s2} \epsilon_y)^2 \right], & k_{s1} \epsilon_y < \epsilon \leq k_{s3} \epsilon_y \end{cases} \quad (2)$$

其中: ϵ_y 为钢筋屈服应变; σ_y 为钢筋屈服应力; E_s 为钢筋弹性模量; k_{s1} 为钢筋在塑性强化段开始时的应变与 ϵ_y 的比值, $k_{s1} = 4.0$; k_{s2} 为钢筋峰值应变与 ϵ_y 的比值, $k_{s2} = 25.0$; k_{s3} 为钢筋极限应变与 ϵ_y 的比值, $k_{s3} = 40.0$; k_{s4} 为钢筋峰值应力与 σ_y 的比值, $k_{s4} = 1.3$ 。

2 有限元分析模型

635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压有限元分析模型如图 3 所示。图 3 中,混凝土和刀铰端板采用 C3D8R 三维实体单元,钢筋笼采用 T3D2 桁架单元,刀铰端板与偏压短柱上、下端面采用绑定“Tie”进行模拟,钢筋笼与混凝土的黏结通过内嵌的方式实现。偏压短柱上、下端的边界条件均为铰接,通过设置参考点 RP1、RP2 耦合刀铰平面来实现。其中,柱下端限制 x 、 y 、 z 3 个方向的位移,上端面限制 x 、 z 方向的位移,在 y 方向施加轴向位移以实现加载。

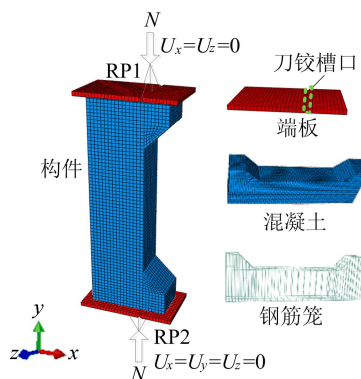


图 3 635 MPa 级高强钢筋混凝土短柱偏压有限元分析模型

3 试验验证

3.1 材料性能

通过拉伸试验可以测得 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋的屈服强度、极限抗拉强度及弹性模量,HRB400、HRB635 钢筋力学性能参数取值见表 1 所列。

表 1 2 种钢筋力学性能参数取值

钢筋种类	直径/mm	$\delta_{gt}/\%$	f_{stk}/MPa	f_y/MPa	E_s/GPa
HRB400	8	12.55	612.57	471.44	200
	14	10.14	605.11	462.28	200
	16	10.48	596.26	458.97	202
HRB635	8	9.97	891.16	710.47	201
	14	10.26	915.25	727.21	205
	16	11.45	931.92	737.35	200
	18	10.37	883.03	693.87	197
	20	9.68	901.46	713.52	201

注: δ_{gt} 为均匀伸长率; f_{stk} 为极限抗拉强度; f_y 为屈服强度; E_s 为弹性模量。

本试验使用强度等级为 C30、C50 和 C60 的商品混凝土,其实测力学性能参数见表 2 所列。

分别设置矩形、方形 2 种截面,矩形截面尺寸为 250 mm×350 mm,方形截面尺寸为 300 mm×300 mm,截面高度均为 1 800 mm。试件配筋和尺寸情况见表 3 所列。

表 2 混凝土力学性能试验结果

混凝土强度等级	立方体抗压强度 $f_{cu,k}/\text{MPa}$	轴心抗压强度 $f_{c,k}/\text{MPa}$	弹性模量 E_c/GPa
C30	36.37	24.35	30.29
C50	54.46	35.07	34.65
C60	64.73	41.58	36.41

表 3 635 MPa 级高强钢筋混凝土短柱的配筋和尺寸情况

试件编号	b/mm	h/mm	$f_{c,k}/\text{MPa}$	e_n	e_b	纵筋			箍筋			h/b
						类别	n	d/mm	类别	c/mm	d/mm	
R4-Eh01	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
S4-E02	300	300	35.07	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
R4-Eh11	250	350	35.07	0	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh12	250	350	35.07	0.25	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh13	250	350	35.07	0.75	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh14	250	350	35.07	1.00	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh15	250	350	35.07	1.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eb11	250	350	35.07	0	0.25	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
R4-Eb12	250	350	35.07	0	0.50	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
R4-Eb13	250	350	35.07	0	0.75	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
S4-E11	300	300	35.07	0	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
S4-E12	300	300	35.07	0.75	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
S4-E13	300	300	35.07	1.00	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
S4-E14	300	300	35.07	1.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.0
R4-Eh21	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	4	14	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh22	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	8	14、16	HRB400	100	8	1.4
R6-Eh31	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	4	14	HRB635	100	8	1.4
R6-Eh32	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB635	100	8	1.4
R6-Eh33	250	350	35.07	0.50	0	HRB635	8	14、16	HRB635	100	8	1.4
R4-Eh41	210	420	35.07	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	2.0
R4-Eh51	250	350	24.35	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4
R4-Eh52	250	350	41.58	0.50	0	HRB635	6	14、16	HRB400	100	8	1.4

注:试件编号中,S表示方形截面,R表示矩形截面,4表示箍筋强度为400 MPa,6表示箍筋强度为635 MPa,Eh表示沿长边偏压,Eb表示沿短边偏压; n 为纵筋数; d 为钢筋直径; c 为箍筋间距; $e_n=2e_a/h$, $e_b=2e_a/b$, e_a 为偏心距, h 为截面高度, b 为截面宽度;试件 R4-Eh22、R6-Eh33 所用纵筋为 4 根直径 14 mm 与 4 根直径 16 mm 钢筋,试件 R4-Eh21、R6-Eh31 所用纵筋为 4 根直径 14 mm 钢筋,其余试件所用纵筋均为 4 根直径 14 mm 与 2 根直径 16 mm 钢筋。

3.2 破坏模式

以标准试件 R4-Eh01(小偏心构件)、R4-Eh15(大偏心构件)为例,试验与有限元模拟的破坏现象对比如图 4 所示。

(1) 试件 R4-Eh01。在试验加载初期,试件处于弹性阶段,混凝土和钢筋的应变随着荷载提高而呈线性变化。当荷载加载至峰值荷载的 25%~35%时,远离轴力一侧的受拉区出现少量

的横向裂缝,受拉区的钢筋在裂缝发展处增长较快;当荷载加载至峰值荷载的 40%~60%时,试件在非加密区的整个高度范围内出现几条横向裂缝,裂隙不断开展和延伸,但是受拉区的裂隙发展较缓慢。当荷载达到峰值荷载的 80%左右时,试件临近损坏,受拉侧不再出现裂缝,受压区出现很多纵向裂缝。试件损坏时,受压侧边缘的混凝土达到极限压应变,出现较长的压碎区段和纵向裂

缝,受压侧的钢筋达到屈服强度;受拉区的边缘未出现明显的主裂缝,钢筋没有屈服。试件破坏具有突然性,表现出明显的小偏心脆性破坏特征。

(2) 试件 R4-Eh15。在试验加载初期,试件处于弹性阶段,混凝土应变随着荷载提高而呈线性变化。当荷载增加达到峰值荷载 20%左右时,在受拉侧截面上出现横向裂缝,随着裂缝数量增多,裂缝扩展延伸明确,裂缝宽度的延伸形成 1 条主要裂缝,裂缝深度增大且逐渐朝着受压区方向

发展,偏压柱跨中挠度急剧增加,混凝土跨中受压区高度也随之减小。当荷载增大至峰值荷载的 80%左右时,受拉区主裂缝处的高强钢筋进入流幅阶段。受拉变形的发展远远超过受压变形,中和轴向上提升,混凝土受压区高度骤降。试件最终损伤是由于受压区混凝土已经达到极限应变状态,出现纵向裂缝,造成混凝土被压碎,压碎区段较短。试件在受到内部破坏的同时,侧向挠度较大,表现出更为明显的大偏心延性破坏特征。

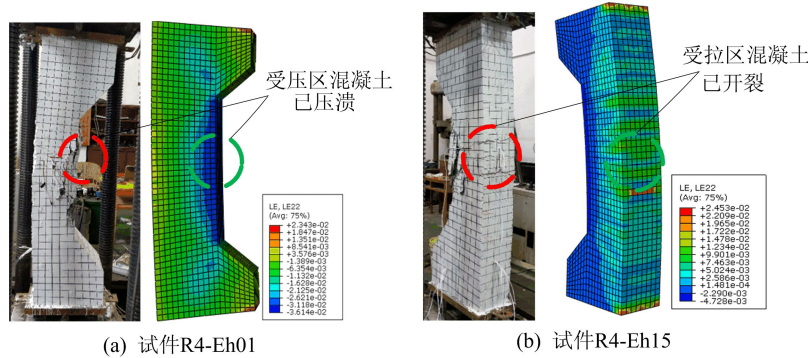


图 4 2 个典型试件的试验与有限元模拟破坏现象对比

当试件 R4-Eh01 发生小偏心受压损伤时,从应力云图可以清楚地看出,试件的全截面基本上已经处于受压的状态,近轴力一侧受压区混凝土的应力基本上已经超过轴心抗压能力,说明该试件的受压损伤始于接近轴力一侧的受压区混凝土。当试件 R4-Eh15 发生大偏心受压破坏时,从有限元应力云图可以清楚地看出,试件截面绝大部分处于受拉状态,混凝土在接近轴力一侧的受压区高度很低,试件接近轴力一侧受压区混凝土已经超过轴心抗压强度。

综上所述,有限元数值模型和试验破坏模式吻合良好。

3.3 荷载-侧向挠度曲线

试件偏压极限承载力的试验值和有限元模拟值对比见表 4 所列,6 个典型试件荷载(N)-侧向挠度(f)曲线如图 5 所示。

试验峰值荷载 $N_{u,t}$ 与模拟的极限荷载值 $N_{u,FE}$ 比值的均值 $\mu=0.97$,方差 $s^2=0.0011$ 。因此,本文建立的 635 MPa 级高强钢筋混凝土偏压短柱模型合理。

表 4 635 MPa 级高强钢筋混凝土短柱的偏压极限承载力试验值与有限元模拟值对比

试件编号	$N_{u,t}/\text{kN}$	$N_{u,FE}/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_{u,FE}}$	试件编号	$N_{u,t}/\text{kN}$	$N_{u,FE}/\text{kN}$	$\frac{N_{u,t}}{N_{u,FE}}$
R4-Eh01	2 498.1	2 601.2	0.96	S4-E12	2 042.3	1 990.4	1.03
S4-E02	2 412.1	2 538.3	0.95	S4-E13	1 594.2	1 684.7	0.95
R4-Eh11	3 632.4	3 815.6	0.95	S4-E14	908.8	949.2	0.96
R4-Eh12	2 903.7	2 979.5	0.97	R4-Eh21	2 122.6	2 187.4	0.97
R4-Eh13	1 907.4	2 030.3	0.94	R4-Eh22	2 672.3	2 830.5	0.94
R4-Eh14	1 559.8	1 671.2	0.93	R6-Eh31	2 233.7	2 352.6	0.95
R4-Eh15	938.6	901.1	1.04	R6-Eh32	2 656.5	2 775.3	0.96
R4-Eb11	2 498.2	2 629.4	0.95	R6-Eh33	2 828.4	2 968.3	0.95
R4-Eb12	2 246.7	2 135.2	1.05	R4-Eh41	2 554.2	2 672.1	0.96
R4-Eb13	1 813.2	1 871.3	0.97	R4-Eh51	1 856.3	1 987.6	0.93
S4-E11	3 795.1	3 941.2	0.96	R4-Eh52	2 743.5	2 884.1	0.95

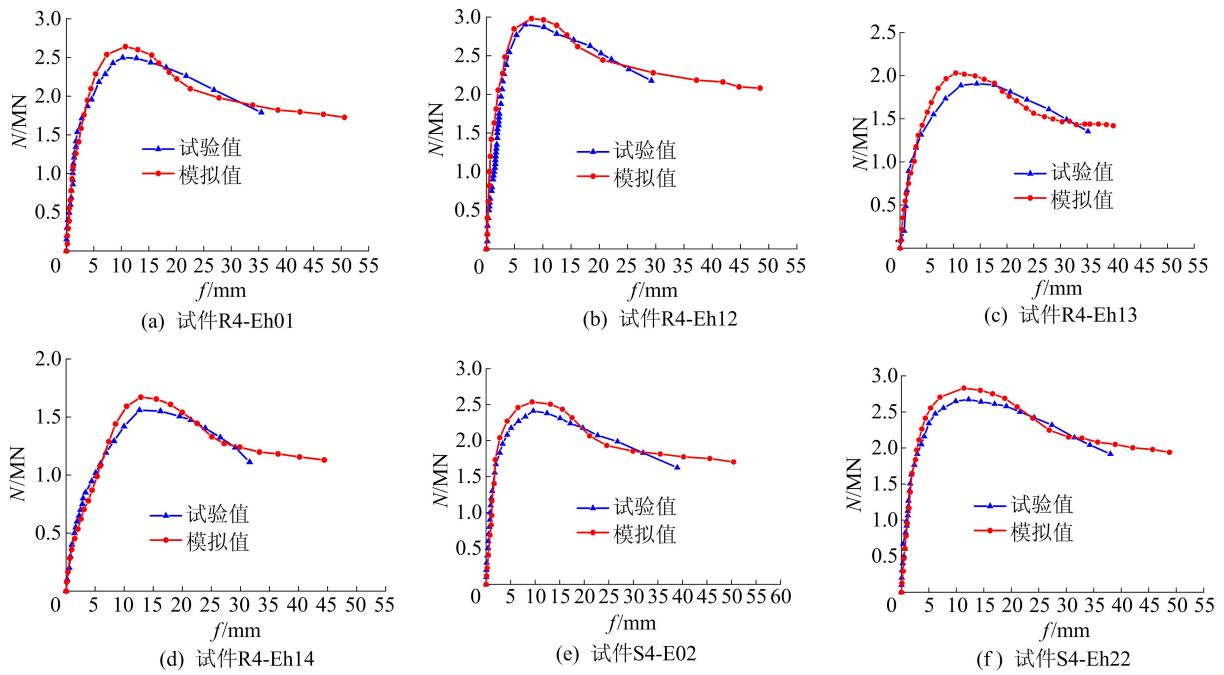


图 5 6 个典型试件的试验与有限元模拟荷载-挠度曲线对比

4 参数分析

下面分析偏心率、混凝土等级、纵筋配筋率、纵筋强度、体积配箍率、箍筋强度、高宽比、截面面积、纵筋等强替换等对试件荷载 (N)-侧向挠度 (f) 曲线的影响。

635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱

偏压有限元参数分析结果见表 5 所列。

设定标准试件尺寸为 $b \times h \times L = 400 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 2400 \text{ mm}$ (L 为试件长度), 混凝土强度设定为 C50, 纵向钢筋的屈服强度设定为 635 MPa, 箍筋的屈服强度设定为 400 MPa。

不同参数影响下的试件荷载 (N)-侧向挠度 (f) 曲线模拟分析结果如图 6 所示。

表 5 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压有限元参数分析结果

参数	试件编号	$b \times h \times L$	$f_{cu,k}/\text{MPa}$	e_h	纵筋配置			箍筋配置			$N_{u,FE}/\text{kN}$
					类别	n	d/mm	类别	c/mm	d/mm	
偏心率	Eh00	$400 \times 600 \times 2400$	50	0	HRB635	6	28	HRB400	110	12	9994.3
	Eh01	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.25	HRB635	6	28	HRB400	110	12	8860.3
	Eh02	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	6792.6
	Eh03	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.75	HRB635	6	28	HRB400	110	12	5331.5
	Eh04	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.00	HRB635	6	28	HRB400	110	12	4221.1
	Eh05	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	2515.2
混凝土等级	Eh11	$400 \times 600 \times 2400$	30	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	5326.4
	Eh12	$400 \times 600 \times 2400$	40	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	6151.7
	Eh13	$400 \times 600 \times 2400$	60	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	7567.2
	Eh14	$400 \times 600 \times 2400$	70	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	8271.3
	Eh15	$400 \times 600 \times 2400$	80	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	8930.6
纵筋配筋率	Eh21	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.50	HRB635	6	22,25	HRB400	110	12	6224.7
	Eh22	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.50	HRB635	8	28	HRB400	110	12	7401.5
	Eh23	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.00	HRB635	6	22,25	HRB400	110	12	3465.2
	Eh24	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.00	HRB635	8	28	HRB400	110	12	4762.1
纵筋强度	Eh31	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.50	HRB400	6	28	HRB400	110	12	6245.5
	Eh32	$400 \times 600 \times 2400$	50	0.50	HRB500	6	28	HRB400	110	12	6521.7
	Eh33	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.00	HRB400	6	28	HRB400	110	12	3462.3
	Eh34	$400 \times 600 \times 2400$	50	1.00	HRB500	6	28	HRB400	110	12	3850.4

续表

参数	试件编号	$b \times h \times L$	$f_{cu,k}/$ MPa	e_h	纵筋配置			箍筋配置			$N_{u,FE}/$ kN
					类别	n	d/mm	类别	c/mm	d/mm	
体积配箍率	Eh41	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	80	12	7 334.5
	Eh42	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	150	12	6 346.2
	Eh43	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	14	7 198.6
	Eh44	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	10	6 472.7
箍筋强度	Eh51	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB500	110	12	7 001.2
	Eh52	400×600×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB635	110	12	7 197.5
高宽比	Eh61	490×490×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	6 704.5
	Eh62	346×693×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	6 907.3
	Eh63	283×848×2 400	50	0.50	HRB635	6	28	HRB400	110	12	6 961.4
截面面积	Eh71	200×300×1 200	50	0.50	HRB635	6	14	HRB400	110	8	1 724.3
	Eh72	600×900×3 600	50	0.50	HRB635	8	32,40	HRB400	110	14	14 593.8
纵筋等强替换	Eh81	400×600×2 400	50	0.50	HRB400	8	28,32	HRB400	110	12	6 812.3
	Eh82	400×600×2 400	50	0.50	HRB500	6	30,32	HRB400	110	12	6 803.4

注:纵筋直径 d 中,22、25 表示 4 根直径 22 mm 纵筋与 2 根直径 25 mm 纵筋,32、40 表示直径 32 mm 纵筋与直径 40 mm 纵筋各 4 根,28、32 表示直径 28 mm 纵筋与直径 32 mm 纵筋各 4 根,30、32 表示 4 根直径 30 mm 纵筋与 2 根直径 32 mm 纵筋;
 b 、 h 、 L 的单位为 mm。

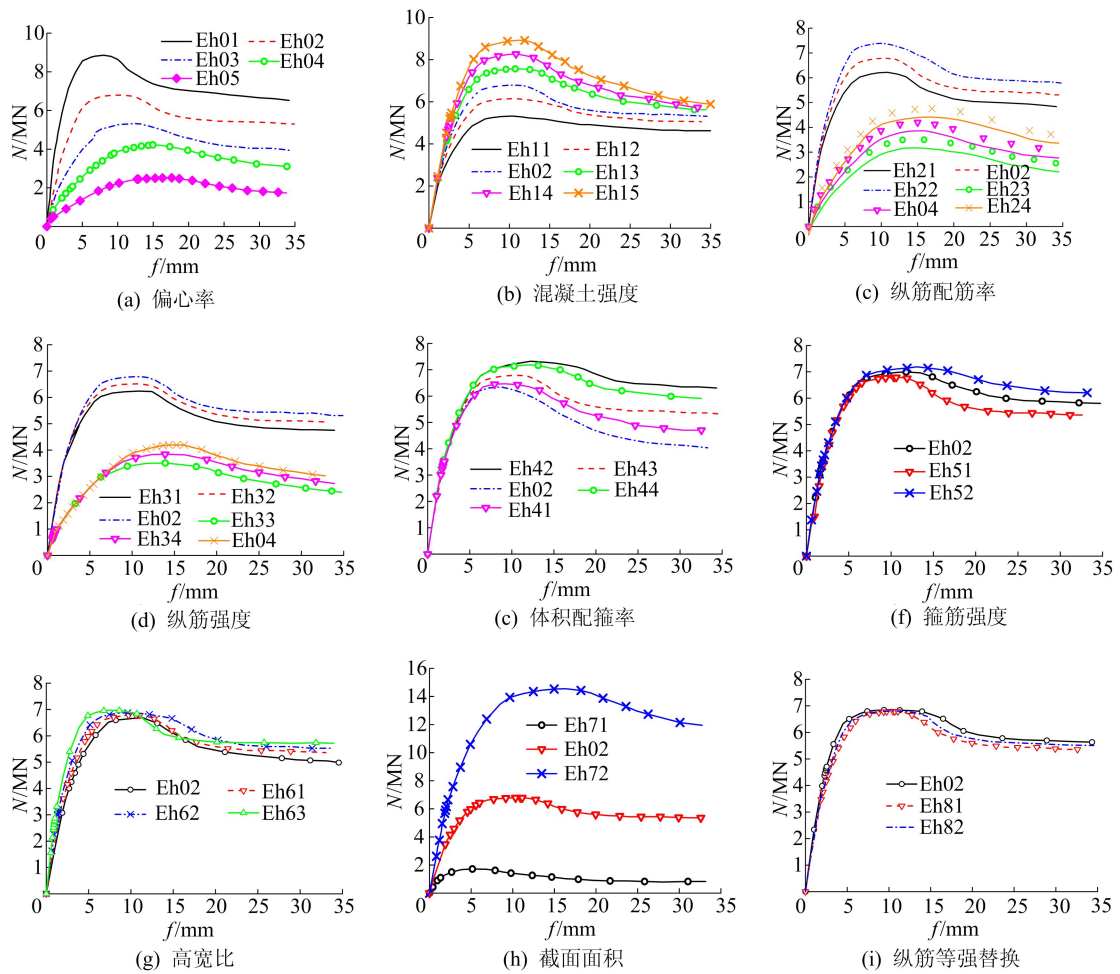


图 6 参数取不同值情况下的试件荷载-侧向挠度曲线模拟分析结果

(1) 偏心率(e_h)。偏心率变化范围为 0.25~1.50。从图 6a 可以看出,试件的弹性刚度和极限

承载力随着偏心率增大而减小。相比于试件 Eh02($e_h=0.50$),试件 Eh01($e_h=0.25$)的承载力

提高 30.44%, 而试件 Eh03 ($e_h = 0.75$)、Eh04 ($e_h = 1.00$)、Eh05 ($e_h = 1.50$) 的偏压极限承载力分别降低 21.53%、38.19%、62.99%, Eb03 ($e_b = 0.75$)、Eb04 ($e_b = 1.00$)、Eb05 ($e_b = 1.50$) 的偏压极限承载力分别下降 27.51%、37.86%、62.97%。偏心率越大, 试件峰值荷载对应的侧向挠度越大, 试件曲线的下降段就越平缓, 对试件的延性也越有利。

(2) 混凝土强度。从图 6b 可以看出, 6 种不同混凝土强度下, 试件的极限承载力和弹性刚度都随着混凝土强度提高而明显增大。相比于试件 Eh02 (C50), 试件 Eh13 (C60)、Eh14 (C70) 和 Eh15 (C80) 的偏压极限承载力分别提高 11.4%、21.77%、31.48%, 而试件 Eh11 (C30) 和 Eh12 (C40) 的偏压承载力分别降低 21.59%、9.44%; 在延性上, 混凝土强度越低, 试件曲线的下降段越平缓, 其对应的极限应变越大, 对于提高试件的延性越有利。当混凝土强度提高时, 混凝土的极限压应变有所降低, 试件的延性减小。值得注意的是, 混凝土峰值应变会随着其强度提高而增大, 造成试件在达到峰值承载力时, 纵向高强钢筋的纵向应变和箍筋的环向应变随着混凝土强度的提升而增大。

(3) 纵筋配筋率 (ρ_s)。纵筋配筋率变化范围为 1.04%~2.05%。由图 6c 可知, 对于小偏心受压试件 ($e_h = 0.50$), 试件的偏压极限承载力受纵筋配筋率的影响比较明显, 弹性刚度受此影响不大, 相比于试件 Eh02 ($\rho_s = 1.54\%$), 试件 Eh22 ($\rho_s = 2.05\%$) 的偏压极限承载力提高 8.97%, 试件 Eh21 ($\rho_s = 1.04\%$) 的偏压极限承载力降低 8.36%; 对于大偏心试件 ($e_h = 1.00$), 试件偏压极限承载力和弹性刚度受纵筋配筋率的影响都比较明显, 这是由于在荷载初期受拉区钢筋对大偏压试件影响较大, 相比于试件 Eh04 ($\rho_s = 1.54\%$), 试件 Eh24 ($\rho_s = 2.05\%$) 的偏压极限承载力提高 12.82%, 试件 Eh23 ($\rho_s = 1.04\%$) 的偏压极限承载力降低 17.91%。相比于小偏心试件, 大偏心试件极限承载力受纵筋配筋率的影响更大, 这是由于大偏心试件是受拉侧钢筋发生屈服破坏, 对受拉侧钢筋的依赖性更高, 这与混凝土强度影响的规律基本上保持一致。

(4) 纵筋强度 (f_y)。3 种纵筋强度分别为 400、500、635 MPa。由图 6d 可知, 偏压试件受纵筋强度的影响规律与纵筋配筋率基本相同。对于小偏心受压试件 ($e_h = 0.50$), 纵筋强度增加会提

高试件的偏压极限承载力, 弹性刚度受此影响不明显, 相比于试件 Eh31 ($f_y = 400$ MPa), 试件 Eh32 ($f_y = 500$ MPa) 和 Eh02 ($f_y = 635$ MPa) 的偏压极限承载力分别提高 4.42%、8.05%。对于大偏心试件 ($e_h = 1.00$), 纵筋强度越高, 试件极限承载力和弹性刚度越大, 相比于试件 Eh33 ($f_y = 400$ MPa), 试件 Eh34 ($f_y = 500$ MPa) 和试件 Eh04 ($f_y = 635$ MPa) 的偏压极限承载力分别提高 11.21%、21.92%。相比于小偏心试件, 纵筋强度提高对大偏心试件极限承载力提高的幅度更大。

(5) 体积配箍率 (ρ_v)。由图 6e 可知, 通过调整箍筋的间距或者改变箍筋的直径来调整体积配箍率时, 试件的偏压极限承载力会随着体积配箍率增大而逐渐增大, 对弹性刚度的影响不显著。相比于试件 Eh02 ($\rho_v = 0.96\%$), 试件 Eh41 ($\rho_v = 1.32\%$) 和 Eh43 ($\rho_v = 1.32\%$) 的偏压极限承载力分别提高 7.98%、5.98%, 而试件 Eh42 ($\rho_v = 0.70\%$)、Eh44 ($\rho_v = 0.70\%$) 的偏压极限承载力分别降低 6.57%、4.71%。通过数据比较可以得知, 在相同体积配箍率下, 增大箍筋直径比减小箍筋间距对极限承载力的提高幅度更大, 这主要是由于减小箍筋间距能够给核心混凝土带来更好的制约效果; 体积配箍率的加大有助于提高试件延性。上述结果表明, 通过改变箍筋间距来增加体积配箍率, 对于承载力和延性的提高最有利。

(6) 箍筋强度 (f_{yh})。从图 6f 可以看出, 箍筋强度的影响基本上与体积配箍率相同, 偏压极限承载力随着箍筋强度提高稍微有所增大。相比于试件 Eh02 ($f_{yh} = 400$ MPa), 试件 Eh51 ($f_{yh} = 500$ MPa) 和 Eh52 ($f_{yh} = 635$ MPa) 的极限承载力分别提高 3.07%、5.96%, 从曲线形式上可以明显看出, 箍筋强度对于曲线下降段的影响较明显, 箍筋强度越高, 试件峰值荷载附近的曲线越缓, 表明高强箍筋可以为核心混凝土提供更强的约束作用, 对试件的延性是有利的。

(7) 高宽比 (β)。高宽比取值分别为 1.0、1.5、2.0、3.0, 相比于试件 Eh02 ($\beta = 1.5$), 试件 Eh63 ($\beta = 3.0$) 的偏压极限承载力只提高 2.49%, Eh61 ($\beta = 1.0$) 的偏压极限承载力降低 1.30%。由图 6g 可知, 试件曲线在弹性阶段基本重合, 说明高宽比对试件的弹性刚度和偏压极限承载力影响不明显。

(8) 截面面积。由图 6h 可知, 截面面积增大使得偏压试件的极限承载力和弹性刚度有所增大。相比于试件 Eh02 (截面尺寸为 400 mm ×

600 mm), Eh71(截面尺寸为 200 mm×300 mm) 的偏压极限承载力降低 74.62%, Eh72(截面尺寸为 600 mm×900 mm) 的偏压极限承载力提高 114.85%, 表明随着截面尺寸增大, 试件极限承载力与弹性刚度都呈非线性增长的模式。

(9) 纵筋等强替换。纵筋等强公式为:

$$f_y A_s = f_y' A_s'$$

其中: A_s 、 A_s' 分别为受拉钢筋截面面积和受压钢筋截面面积; f_y' 为纵筋抗压屈服强度设计值。

用屈服强度为 635 MPa 纵筋与普通纵筋(屈服强度为 400、500 MPa) 进行等强替换。由图 6i 可知, 3 条曲线高度重合, 偏压试件的弹性刚度和极限承载力基本没有明显改变, 说明用 635 MPa 纵筋等强替换普通纵筋对偏压试件的性能基本无影响。可以预测在工程实际中, 用 635 MPa 级高强钢筋等强替换普通钢筋, 不仅对试件的各方面性能没有影响, 还可以有效节省钢材, 体现 635 MPa 高强钢筋的经济性。

5 全过程非线性分析

5.1 荷载-侧向挠度关系特征曲线分析

取标准偏压试件 Eh02(小偏心试件) 和 Eh04(大偏心试件) 的荷载(N)-侧向挠度(f) 曲线作为典型曲线, 如图 8 所示, 根据加载过程中不同的受力情况和特点, 将曲线按照特征点(A 点、B 点、C 点和 D 点) 划分为不同的受力阶段。

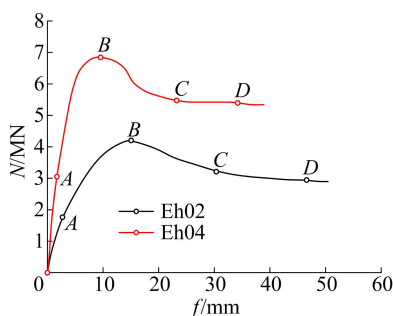


图 7 典型试件的荷载-侧向挠度曲线

(1) OA 段(弹性阶段)。在该阶段, 曲线为一条直线, 各点的切线斜率基本不变, 核心混凝土和钢筋笼都处于弹性受力状态, 两者的相互作用还没有发生, 两者单独承受外加竖向荷载。

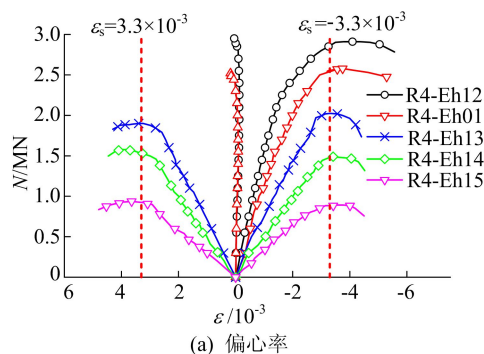
(2) AB 段(弹塑性阶段)。在该阶段, 小偏心试件受拉侧钢筋相比于受压侧钢筋和混凝土, 其应力增长相对较慢, 受压侧混凝土和钢筋先后进入塑性阶段; 到达峰值荷载 B 点时, 受压侧钢筋

接近或达到屈服, 受压侧混凝土达到极限压应变发生破坏。而大偏心试件则相反, 受拉侧钢筋与受压侧钢筋相比, 其应力比增长较快, 在接近 B 点峰值荷载时, 受拉侧钢筋先达到屈服, 进入流幅阶段; 达到 B 点时, 受压区钢筋达到屈服, 受压侧混凝土达到极限压应变发生破坏。

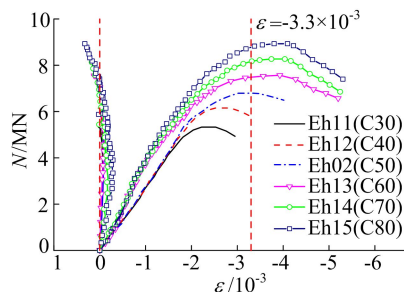
(3) BD 段(塑性阶段)。在试件达到钢筋承载力的峰值后, 受压区混凝土逐渐被外力压溃, 钢筋开始产生压屈外凸。在 C 点后, 曲线下落较缓, 轴向应变不断增长, 直至 D 点应变较大处, C、D 两点规律保持一致。

5.2 高强钢筋与混凝土的强度匹配性分析

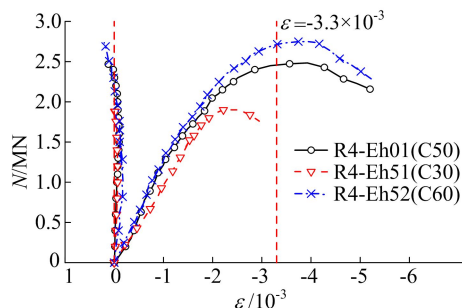
偏心率、混凝土强度取不同值情况下, 试件荷载-纵筋应变曲线如图 8 所示。



(a) 偏心率



(b) 混凝土强度变化时的有限元分析结果



(c) 混凝土强度变化时的试验分析结果

图 8 偏心率、混凝土强度取不同值时试件荷载-纵筋应变曲线

由图 8a 可知, 随着偏心距增大, 试件承载力降低, 荷载-钢筋应变关系趋于平缓。在相同荷载下, 偏心距越大, 受拉钢筋与受压钢筋的应变越

大。大偏压破坏时,受拉钢筋和受压钢筋的应变都超过 3.3×10^{-3} ,均已达到屈服,纵筋都能充分发挥其强度;小偏压破坏时,受压钢筋屈服,而受拉钢筋的应变较小,未达到屈服强度,这与普通钢筋混凝土偏压柱破坏情形一致。

为进一步探讨 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋与混凝土强度的匹配性问题,本文对试验和有限元模拟中不同混凝土强度的偏心受压短柱的偏压荷载-纵筋应变曲线进行分析;同时,由(1)式得到不同等级混凝土的极限压应变、峰值应变,对混凝土的压应变-强度曲线进行分析,如图 9 所示。图 9 中:极限应变为(1)式中的 ϵ_m ;峰值应变为(1)式中的 $\epsilon_{c,r}'$ 。

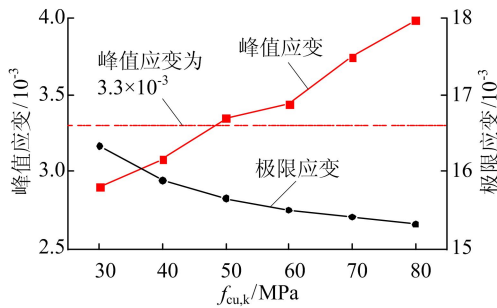


图 9 混凝土压应变-强度曲线

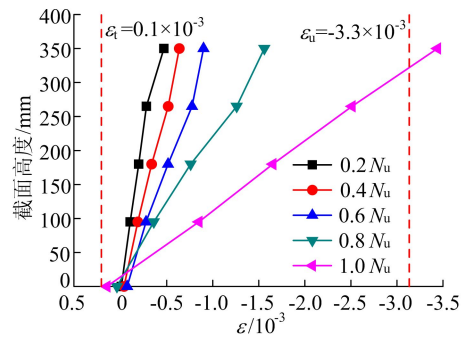
对于混凝土强度为 C50 以下的试件,当混凝土达到峰值应变时,试件达到峰值荷载,而纵向钢筋的应变值小于 3.3×10^{-3} ,未发生屈服;随着受压区纵向应变持续发展,钢筋逐步屈服,混凝土达到极限压应变,最终试件破坏;当混凝土强度为 C50 以上时,混凝土峰值应变随强度增加而显著增大。因此,试件在达到峰值承载力时,钢筋对应的纵向应变也明显增大,能够达到屈服,充分发挥其强度优势。

由此可知,在受压构件中采用 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋宜匹配 C50 级以上混凝土,以发挥高强钢筋的强度优势。然而,有别于混凝土峰值应变的发展规律,混凝土的极限应变会随着混凝土强度的提高而降低,因此,高强钢筋混凝土偏压柱的延性随着混凝土强度提高而降低。

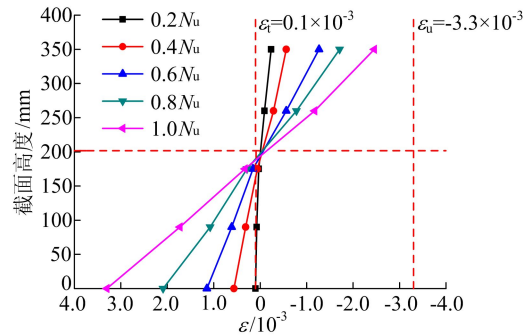
5.3 平截面假定

试件 R4-Eh01(小偏心)和试件 R4-Eh15(大偏心)在各级荷载作用下的跨中截面混凝土应变分布如图 10 所示。

由图 10 可知,从加载到破坏,截面基本保持平面,截面的平均应变呈线性分布,基本符合平截面假定。



(a) 试件R4-Eh01



(b) 试件R4-Eh15

图 10 2 个典型偏压试件跨中截面混凝土应变分布

6 偏压极限承载力计算方法

文献[2]基于力学的原理推导得出偏心受压构件的最大承载能力,该公式在力学上意义比较明确且计算准确。考虑到平截面假定,试件到达峰值荷载后,受压区混凝土保护层到达其极限压应变而损坏,由于整个截面适用于平截面假定,混凝土应变达到 3.3×10^{-3} 后,其内部普通受压钢筋必然达到其屈服应变 2.0×10^{-3} ,然而 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋屈服强度远大于普通钢筋,因此为正确评估 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋约束高强混凝土短柱的偏压承载力,有必要对其进行修正,提出修正系数 k_1 ,计算公式为 $k_1 = \epsilon_{c,r} / (3.3 \times 10^{-3})$, k_1 取值见表 6 所列。

表 6 混凝土单轴受压应力-应变的参数取值

$f_{c,r}/\text{MPa}$	30	40	50	60	70	80
$\epsilon_{c,r}/10^{-3}$	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
k_1	0.61	0.67	0.73	0.79	0.85	0.91

本文在充分考虑 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋与混凝土的强度匹配特点以及箍筋对混凝土的约束作用影响下,提出匹配系数 k_2 和套箍效应系数 φ_p ,并将文献[2]中的公式修正,最终得出 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土偏压构件强度的极限承载力(N_u)公式。 φ_p 、 k_2 的表达式为:

$$\begin{aligned} \varphi_p &= -11.7\gamma^2 + 3.903\gamma + 0.729, \\ k_2 &= 0.146\left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c}\right)^2 - 0.943\left(\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c}\right) + 2.48, \\ \gamma &= \rho_v f_{yh}/f_c \end{aligned} \quad (3)$$

其中： ε_s 为钢筋的屈服应变； ε_c 为混凝土达到轴心抗压强度时的应变； f_y 为纵筋的抗拉屈服强度实测值，其具体取值见表 1。

偏心受压试件截面承载力计算简图如图 11 所示。

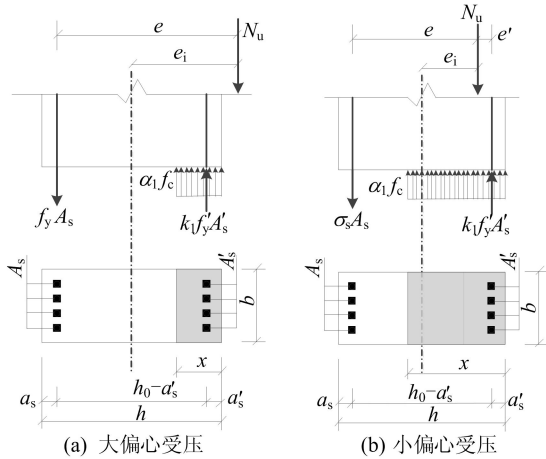


图 11 偏心受压试件截面承载力计算简图

对于大偏心受压构件， N_u 计算公式为：

$$\begin{aligned} N_u &\leq \alpha_1 \varphi_p f_c b x + k_1 k_2 f_y' A_s' - f_y A_s, \\ N_u e &\leq \alpha_1 \varphi_p f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + \\ &k_1 k_2 f_y' A_s' (h_0 - a_s'), \\ e &= e_i + \frac{h}{2} - a_s, \quad e_i = e_0 + e_a \end{aligned} \quad (4)$$

对于小偏心受压构件， N_u 计算公式为：

$$\begin{aligned} N_u &\leq \alpha_1 \varphi_p f_c b x + k_1 k_2 f_y' A_s' - \sigma_s A_s, \\ N_u e &\leq \alpha_1 \varphi_p f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + k_1 k_2 f_y' A_s' (h_0 - a_s'), \\ \sigma_s &= \frac{\xi - 0.8}{\xi_b - 0.8}, \quad \xi_b = \frac{\beta_1'}{1 + \frac{f_y}{E_s \varepsilon_{cu}}} \end{aligned} \quad (5)$$

其中： α_1 为矩形应力图的强度与受压区混凝土最大应力 f_c 的比值； σ_s 为受拉钢筋的应力； h_0 为截面有效高度； e_i 为初始偏心距； e_0 为轴向力对截面重心的偏心距； e 为轴向力作用点至受拉钢筋合力点之间的距离； e_a 为附加偏心距，取 20 mm； ξ_b 为界限相对受压区高度； β_1' 为矩形应力图受压区高度与中和轴高度的比值； ε_{cu} 为非均匀受压时混凝土极限压应变； f_y' 为纵筋的抗压屈服强度实测值，其取值情况参考文献[14]，取 $f_y' = 0.94 f_y$ 。

为了验证本文公式的适用性，将本文试验、有限元模拟的数据和计算公式的结果相互进行对比。试验结果($N_{u,t}$)、有限元分析结果($N_{u,FE}$)与公式计算结果($N_{u,c}$)的对比分别见表 7、表 8 所列。 $N_{u,c}/N_{u,t}$ 的平均值为 1.01，方差为 0.006； $N_{u,c}/N_{u,FE}$ 的平均值为 1.09，方差为 0.002。综合分析表 7、表 8 结果可知，本文公式计算结果与试验、有限元分析的结果吻合较好，可用于 635 MPa 级热轧带肋高强钢筋混凝土偏压构件承载力计算。

表 7 试件试验结果与公式计算结果的对比

试件编号	$N_{u,t}/\text{kN}$	$N_{u,c}/\text{kN}$	$N_{u,c}/N_{u,t}$
R4-Eh01	2 498.1	2 447.59	0.97
S4-E02	2 412.1	2 467.60	1.02
R4-Eh12	2 903.7	3 067.90	1.06
R4-Eh13	1 907.4	1 897.70	0.99
R4-Eh14	1 559.8	1 442.29	0.92
R4-Eh15	938.6	843.96	0.90
R4-Eb11	2 498.2	3 104.96	1.24
R4-Eb12	2 246.7	2 467.60	1.10
R4-Eb13	1 813.2	1 902.69	1.05
S4-E11	3 795.1	3 790.92	1.00
S4-E12	2 042.3	1 902.69	0.93
S4-E13	1 594.2	1 436.15	0.90
S4-E14	908.8	829.74	0.91
R4-Eh21	2 122.6	2 163.46	1.02
R4-Eh22	2 672.3	2 693.18	1.00
R6-Eh31	2 233.7	2 218.47	0.99
R6-Eh32	2 656.5	2 505.72	0.94
R6-Eh33	2 828.4	2 754.27	0.97
R4-Eh41	2 554.2	2 496.29	0.98
R4-Eh51	1 856.3	1 843.84	0.99
R4-Eh52	2 743.5	2 727.54	0.99

表 8 试件有限元结果与公式计算结果的对比

试件编号	$N_{u,FE}/\text{kN}$	$N_{u,c}/\text{kN}$	$N_{u,c}/N_{u,FE}$
Eh01	8 860.3	9 117.44	1.03
Eh02	6 792.6	7 450.48	1.10
Eh03	5 331.5	5 967.95	1.12
Eh04	4 221.1	4 717.45	1.12
Eh05	2 515.2	2 969.52	1.18
Eh11	5 326.4	5 549.69	1.04
Eh12	6 151.7	6 542.87	1.06
Eh13	7 567.2	8 316.55	1.10
Eh14	8 271.3	8 884.44	1.07
Eh15	8 930.6	9 481.08	1.06
Eh21	6 224.7	6 675.61	1.07
Eh22	7 401.5	7 450.48	1.01
Eh23	3 465.2	3 862.27	1.11

续表

试件编号	$N_{u,FE}/kN$	$N_{u,c}/kN$	$N_{u,c}/N_{u,FE}$
Eh24	4 762.1	4 717.45	0.99
Eh31	6 245.5	6 586.64	1.05
Eh32	6 521.7	7 000.20	1.01
Eh33	3 462.3	3 761.61	1.09
Eh34	3 850.4	4 224.70	1.10
Eh41	6 346.2	7 538.42	1.03
Eh42	7 334.5	7 231.63	1.14
Eh43	6 472.7	7 539.34	1.05
Eh44	7 198.6	7 235.95	1.12
Eh51	7 001.2	7 450.48	1.06
Eh52	7 197.5	7 450.48	1.04
Eh61	6 704.5	7 408.35	1.10
Eh62	6 907.3	7 471.94	1.08
Eh63	6 961.4	7 507.26	1.08
Eh71	1 724.3	1 661.34	0.96
Eh72	14 593.8	17 067.95	1.17
Eh81	6 812.3	7 425.65	1.09
Eh82	6 803.4	7 379.96	1.08

7 结 论

(1) 本文基于635 MPa级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压试验,建立精细化数值分析模型,并通过试验结果与数值模拟结果的比较,验证了模型的准确性。

(2) 635 MPa级热轧带肋高强钢筋混凝土柱偏压受力全过程分为弹性阶段、弹塑性阶段、塑性阶段3个阶段。破坏模式与普通钢筋混凝土偏压柱的破坏模式类似,分为大偏心延性破坏和小偏心脆性破坏。

(3) C50以上混凝土与635 MPa级热轧带肋高强钢筋具有良好的匹配性。

(4) 基于钢筋混凝土短柱压弯平截面假定原理,考虑钢筋约束和混凝土匹配性问题,提出适用于评估635 MPa级热轧带肋高强钢筋混凝土短柱偏压极限承载力的简化计算公式。

[参 考 文 献]

[1] 肖承楠. 疏浚泥资源化可行性研究[D]. 青岛:中国海洋大

学,2012.

- [2] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:19-47.
- [3] 中国钢铁工业协会. 钢筋混凝土用钢 第2部分:热轧带肋钢筋:GB/T 1499.2—2018[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2018:8.
- [4] 刘传正. 配置HRB600级高强钢筋部分预应力混凝土梁抗弯性能研究[D]. 天津:河北工业大学,2014.
- [5] 张建伟,夏冬瑞,乔崎云,等. HRB600级钢筋高强混凝土柱偏心受压性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2019,40(4):74-80.
- [6] 李义柱,曹双寅,许鹏杰,等. 600 MPa级钢筋混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 工程力学,2018,35(11):181-189.
- [7] 戎贤,乔超. 600 MPa级钢筋混凝土十字形柱抗震性能试验研究与恢复力特性分析[J]. 土木建筑与环境工程,2018,40(3):139-146.
- [8] EL-HACHA R, EL-AGROUDY H, RIZKALLA S H. Bond characteristics of high-strength steel reinforcement[J]. ACI Structural Journal, 2013, 103(6):771-782.
- [9] 金浏,李平,杜修力. 考虑尺寸影响的箍筋约束混凝土轴压本构模型[J]. 土木与环境工程学报(中英文),2020,42(1):81-89.
- [10] PARK R, PRIESTLEY M J N, GILL W G. Ductility of square confined concrete columns[J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(4):929-950.
- [11] SCOOT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain behaviour of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[J]. Journal of American Concrete Institute, 1982, 79(1):13-27.
- [12] 刘康,洪嵩然. 《混凝土结构设计规范》附录C建议的钢筋和混凝土本构关系模型在结构弹塑性分析中的开发应用[J]. 建筑结构,2012,42(增刊2):181-185.
- [13] ESMAEILY-GHASEMABADI A, XIAO Y. Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns[R]. Berkeley: University of California, Berkeley, 2002.
- [14] 熊浩,葛杰,冯俊,等. HRB600钢筋的力学性能及其使用性能的试验研究[J]. 建筑结构学报,2018,39(增刊2):387-393.

(责任编辑 张淑艳)