高强 PC 钢棒约束箍筋混凝土柱受力性能试验

王 英[1], 张 振[1], 郑文忠[1], 朱爱萍[2], 赵基达[2]

(1. 哈尔滨工业大学 土木工程学院,150090 哈尔滨;2. 中国建筑科学研究院, 100013 北京)

摘 要: 为考察高强约束箍筋对混凝土柱受力性能的有利影响,开展了24根PC钢棒螺旋箍筋柱和4根HPB235螺旋箍筋柱的轴压试验. 试验结果表明:PC钢棒螺旋箍筋在轴压柱承载能力极限状态下的拉应力随混凝土强度、螺旋箍筋密度的增大而提高. 结合本次试验数据,提出了轴压柱达到承载能力极限状态时螺旋箍筋拉应变与约束程度的关系式,进而提出PC钢棒螺旋箍筋轴压柱承载力计算公式.

关键词: PC钢棒;螺旋箍筋;约束混凝土;极限应力;峰值应变

中图分类号: TU375 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2013)04-0006-08

Mechanical behavior of concrete columns confined by steel bar for prestressed concrete spiral hoops

WANG Ying[1], ZHANG Zhen[1], ZHENG Wenzhong[1], ZHU Aiping[2], ZHAO Jida[2]

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China;
2. China Academy of Building Research, 100013 Beijing, China)

Abstract: To explore the method of spiral hoops made of steel bar for prestressed concrete and study the mechanism and failure process of concrete column confined by high-strength spiral hoops, the axial compression test of 24 concrete columns confined by steel bar for prestressed concrete spiral hoops and 4 concrete columns confined by steel rebar are carried out. The results show that the ultimate tensile stress of prestressed concrete spiral hoops can be increased with the concrete strength and the ratio of hoop. Based on the results of test, when the columns under axial compression reach the ultimate bearing capacity, the relationship between the tensile strain of spiral hoops and the degree of constraint is suggested, and the calculation formulas are put forward.

Key words: steel bar for prestressed concrete, spiral hoops, confined concrete, ultimate stress, peak strain

PC钢棒(Steel Bar for Prestressed Concrete)最早出现于日本高株波热炼株式会社. PC钢棒是对低合金或微合金热轧盘圆冷拔加工后,再进行调质热处理,以热强化为主[1]. 我国自上世纪80年代开始生产PC钢棒以来,PC钢棒主要用于生产预应力混凝土管桩[2]. 但由于对其延迟力学性能把握不够深入,一直未用于上部结构构件. 在国家"十一五"科技支撑计划项目"高强钢筋与高性能混凝土应用关键技术研究"的资助下,我国冶金企业开发出了公称直径为7.0和9.0 mm,抗拉强度标准值为800和970 N/mm^{2}的PC钢棒,并开始着力将其用于先张预应力构件和混凝土柱的螺旋箍筋. 普通钢筋用作螺旋箍筋,轴压柱达到承载能力极限状态时箍筋能达到屈服,关于这类柱的设计方法及构造要求已有明确条文做依据. 而PC钢棒做螺旋筋的轴压柱,在柱达到承载能力极限状态时箍筋强度发挥程度和这类柱的受力性能及设计计算方法[3-5],都是工程界所关注的问题.

收稿日期: 2012-08-09.

基金项目: 国家科技支撑计划子课题(2008BAE61B03-03);国家教育部长江学者奖励计划资助(2009-37);哈尔滨工业大学"985工程"优秀科技创新团队建设项目(2011).

作者简介: 王 英(1968—),女,博士,副教授;
郑文忠(1965—),男,博士生导师,长江学者特聘教授.

通信作者: 郑文忠,zhengwenzhong@hit.edu.cn.

1　PC 钢棒力学性能

PC 钢棒力学性能试验在哈尔滨工业大学航天学院的 AG-250 电子万能材料试验机上进行，开展了 6 根 800 N/mm^2 级 7 mm 直径，6 根 800 N/mm^2 级 9 mm 直径，6 根 970 N/mm^2 级 7 mm直径，6 根 970 N/mm^2 级 9 mm 直径的 PC 钢棒拉伸试验，力学性能试验结果见表 1.

表 1　PC 钢棒力学性能试验结果

直径/mm	类别	比例极限强度/MPa	屈服强度/MPa	极限抗拉强度/MPa	比例极限强度/极限抗拉强度	条件屈服强度/极限抗拉强度	弹性模量/10^5 MPa	δ_{5d}/%	δ_{10d}/%	δ_{gt}/%
7	A(800 MPa)	689	726	904	0.76	0.8	2.062	19.52	15.71	6.36
	B(970 MPa)	933	1 027	1 133	0.82	0.91	1.964	17.62	14.76	4.15
9	A(800 MPa)	722	768	875	0.82	0.88	1.969	22.96	17.78	5.00
	B(970 MPa)	927	1 034	1 127	0.82	0.92	1.982	20.74	12.41	4.68

PC 钢棒实测受拉应力－应变曲线见图 1.

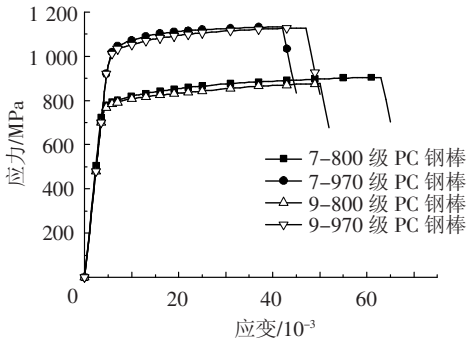


图 1　PC 钢棒实测受拉应力－应变曲线

2　PC 钢棒约束箍筋混凝土柱轴压试验

2.1　试件设计与制作

试验以长细比 l_o/d = 5 的短柱为研究对象，设计 24 根 PC 钢棒螺旋箍筋柱，4 根 HPB235 级钢筋作箍筋的对比试件. 试件截面均为圆形，直径为 200 mm，柱身净高度为 1 000 mm，试件尺寸见图 2.

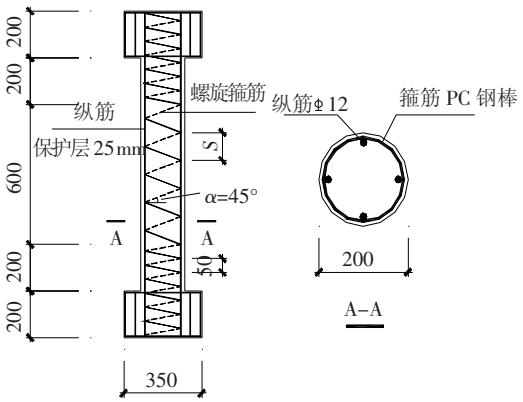


图 2　试件尺寸

PC 钢棒直径为 7 mm 和 9 mm，抗拉强度为 970 MPa 级和 800 MPa 级，共 4 种类型. 沿试件截面均匀配置 4 根直径 12 mm HRB335 纵筋，纵筋保护层厚度取 25 mm，试验的主要参数为箍筋直径、箍筋抗拉强度和配箍率，试验参数的具体数值见表 2.

2.2　加载和测试方法

试验在哈尔滨工业大学力学与结构中心的 500 t 压力机上进行. 为准确测量试件变形，在每个试件中截面对称位置 2、4 处粘贴纵向应变片，1、3 处粘贴横向应变片（SZ120－80AA 型，敏感栅格尺寸 5×80 mm），同时在试件对称布置两个电子位移计（LVDT）测量纵向变形. 所有试件加载采用分级加载，加载方法根据 GB/T50152—2012《混凝土结构试验方法标准》规定进行，每级荷载为 50 kN，接近破坏时采用缓慢连续加载，试件承载力降为极限承载力一半即认为试件彻底破坏，停止试验.

试验前，将试件进行几何对中，为使试件受力均匀，用石英砂对上下底面进行找平，并在试件顶面居中位置放置 65Mn 软钢制成的刚性垫板，然后在较小轴向压力下进行对中. 待试件对中满足要求后，便可进行轴压试验，试验加载装置见图 3.

2.3　试验现象

本次试验，PC 钢棒约束混凝土柱的破坏过程相似. 试验加载初期，处于弹性阶段，混凝土轴向压缩和横向膨胀都较小，箍筋变形也较小；荷载增加，靠近中间截面外围混凝土出现纵向细微裂缝，荷载继续增大，表皮开裂明显，并伴有“噼啪”声，纵向裂缝扩展连接，新裂缝不断出现；混凝土横向应变增大，箍筋变形也同时增大，轴向荷载增长速率变慢，混凝土保护层外鼓、剥落. 加载末期，承载力下降明显，混凝土剥落严重. 试件破坏时，核心区混凝土被压碎，纵向钢筋屈曲. 试件外围混凝土破坏形态见图 4，核心混凝土及纵筋的破坏形态见图 5.

表2　试件主要参数

试件编号	截面直径/mm	箍筋直径 d/ mm	箍筋抗拉强度级 f_{ptk}/ MPa	箍筋间距 S/ mm	配箍率/ %	混凝土标准立方体抗压强度 f_{cm}/ MPa
1－70	200	9	970	70	2.42	35.80
1－80				80	2.12	
1－100	200	9	970	100	1.70	54.54
1－100－1				100		
1－200	200	9	970	200	0.85	54.54
1－200－1				200		
2－70	200	9	800	70	2.42	35.80
2－80				80	2.12	
2－100	200	9	800	100	100	54.54
2－100－1				100		
2－200	200	9	800	200	0.85	54.54
2－200－1				200		
3－50	200	7	800	50	2.05	35.80
3－60				60	1.71	
3－100	200	7	800	100	1.03	54.54
3－100－1				100		
3－200	200	7	800	200	0.51	54.54
3－200－1				200		
4－50	200	7	970	50	2.05	35.80
4－60				60	1.71	
4－100	200	7	970	100	1.03	54.54
4－100－1				100		
4－200	200	7	970	200	0.51	54.54
4－200－1				200		
ACS1	200	8	210	100	1.34	54.54
ACS2	200	8	210	200	0.67	54.54
ACS3	200	8	210	130	1.03	54.54
ACS4	200	8	210	260	0.52	54.54

注：1. 试件的命名方法中，ACS 为轴压试件 Axial Compression Specimen 的简写.



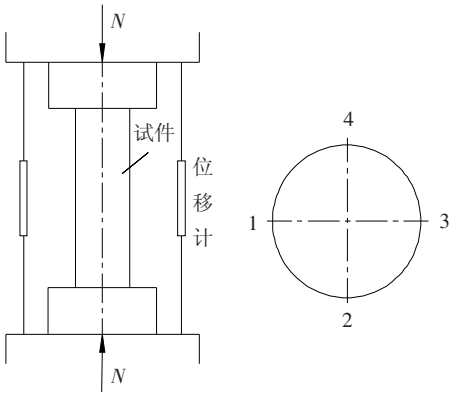


图3　试验加载示意



(a)试件 3–50　(b)试件 4–60　(c)试件 2–100　(d)试件 1–200

图 4　试件外围混凝土破坏形态



(a)试件 2–70　(b)试件 3–50　(c)试件 3–100　(d)试件 4–200

图 5　核心混凝土及纵筋破坏形态

2.4　试验结果分析

试验中高强箍筋未屈服，箍筋应力在加载各个时期并不是均匀变化. 以试件 1 – 100 为例(图 6)，简述箍筋应力应变曲线，其他箍筋应力应变曲线与此类似.

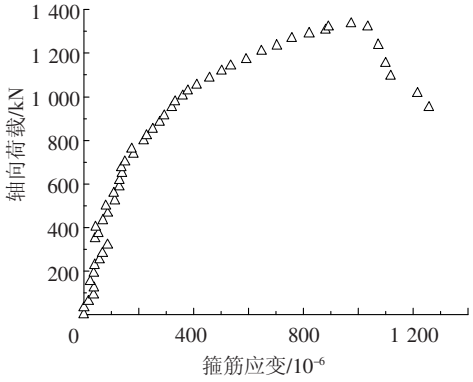


图 6　箍筋应变随轴向荷载变化曲线

试验测得的箍筋约束应力见表 3. 规范中对箍筋的最小直径提出限值，并规定间距合理范围是为保证箍筋屈服，充分发挥约束作用. 现阶段箍筋强度较低，易达到屈服，大部分研究表明约束混凝土抗压强度 f_{cc} 和相应峰值应变 ε_{cc} 是随约束指标 λ_t 而单调增长.

$$\lambda_t = \mu_t \frac{f_{yt}}{f_c}.$$

式中：μ_t 为箍筋的体积配箍率，f_{yt} 为箍筋的抗拉(屈服)强度，f_c 为混凝土的轴心抗压强度.

高强 PC 钢棒做箍筋，试件达到极限强度时箍筋没有屈服，从表 3 可看出：体积配箍率相当的 1 – 80、2 – 80 与 3 – 50、4 – 50 箍筋发挥效率相差较大. 说明高强箍筋强度未充分发挥时，仍采用约束指标 λ_t 评价存在局限性，应进行改进.

表 3　箍筋约束应力

试件编号	箍筋间距 / mm	箍筋体积配箍率	箍筋极限应变 /10^{-6}
1 – 70	70	0. 024 235	1 919
1 – 80	80	0. 021 206	1 703
1 – 100	100	0. 016 965	1 256
1 – 200	200	0. 008 482	499
2 – 70	70	0. 024 235	1 969
2 – 80	80	0. 021 206	1 676
2 – 100	100	0. 016 965	1 198
2 – 200	200	0. 008 482	565
3 – 50	50	0. 020 525	2 512
3 – 60	60	0. 017 104	2 008
3 – 100	100	0. 010 263	984
3 – 200	200	0. 005 131	486
4 – 50	50	0. 020 525	2 498
4 – 60	60	0. 017 104	2 011
4 – 100	100	0. 010 263	953
4 – 200	200	0. 005 131	465

另外根据已有的研究显示：相同约束指标 λ_t 时，普通箍筋约束混凝土柱相比高强度箍筋约束混凝土柱极限强度和峰值应变均有较大提高；评价高强箍筋约束效果时，配箍率中各参数的影响也明显大于箍筋的屈服强度.

综合以上分析,有必要对现有评价约束效果的方法进行调整,以适应高强箍筋约束混凝土.

引入参数

$$\eta = \frac{dE_{yt}}{sE_c},$$

式中: d 为箍筋直径,s 为箍筋间距,E_{yt} 为箍筋弹性模量,E_c 为混凝土弹性模量.

根据过镇海[6]提出的经验式确定

$$E_c = \frac{10^5}{2.2 + \frac{34.7}{f_{cu,k}}},$$

式中 $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度标准值, N/mm^2.

通过回归分析实测箍筋应变与参数 η 之间的关系见图 7.

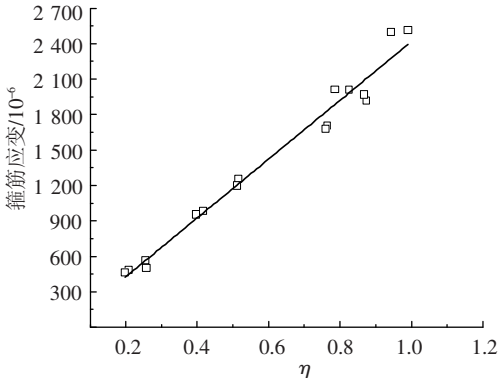


图 7 箍筋实测变形值与参数 η 的关系

由图 7 可见,本次试验中箍筋强度不能充分发挥,箍筋的应变主要取决于箍筋直径、间距,箍筋的弹性模量和混凝土的弹性模量,与箍筋的屈服强度关系较弱,变形值与选定参数近似成线性函数关系. 建议高强箍筋约束时,可根据下式计算箍筋应变

$$\varepsilon_{yt} = 2\,490.254\eta - 70.654,\ R^2 = 0.975. \tag{1}$$

式中:ε_{yt} 为箍筋极限变形;R^2 为拟合曲线变异系数.

从图 7 可看出,理论曲线与试验数据拟合良好,具有一定的精度.

根据箍筋的应变值可计算箍筋的应力发挥水平:

$$\sigma_{yt} = E_{yt}\varepsilon_{yt},$$

式中 σ_{yt} 为箍筋最大拉应力.

从而计算箍筋的侧向约束应力为

$$f_l = \frac{2A_{yt}}{d_s s}\sigma_{yt},$$

式中:f_l 为箍筋侧向约束应力,A_{yt} 为单根箍筋的截面面积.

当箍筋约束作用较强时,由式(1)算得 PC 钢棒的应变大于其屈服应变($\varepsilon_{yt} > \varepsilon_y$), PC 钢棒进入屈服状态,应力保持不变,应变继续增长,此时箍筋的侧向约束应力为

$$f_l = \frac{2A_{yt}}{d_s s}f_{yt},$$

式中:f_{yt} 为 PC 钢棒的屈服强度, ε_y 为 PC 钢棒的屈服应变.

由材性试验发现 PC 钢棒达到屈服强度前,拉伸试验应力 - 应变曲线线性较好,近似取为

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yt}}{E_{yt}}.$$

其他符号意义同上.

2.5 约束混凝土强度和峰值应变分析

本文在试验基础上,搜集了国内外一些高强箍筋约束混凝土轴压试验数据,对圆形截面柱强度和延性进行回归分析,根据国内外已有研究成果,本文选取 Richart[7] 线性公式, Mander[8] 和蔡绍怀[9]提出的约束混凝土极限抗压强度三种经验公式进行计算并与试验值对比,结果见表 4,其中 f^c 为试验实测值,f^t 为按照给定经验公式的计算值.

表 4 中 f^c 为核心混凝土三轴受压强度:

$$f^c = \frac{N_{cc}}{A_{cc}},$$

N_{cc} 为核心混凝土承载力,若箍筋约束作用较弱,试件达到极限承载力时与外围混凝土开始剥落时较接近,近似取为

$$N_{cc} = N - f_c(A - A_{cc}),$$

式中: A 为试件全截面面积,A_{cc} 为核心区混凝土截面面积,f_c 为混凝土轴心抗压实测强度.

通过对比发现,各经验公式对核心约束混凝土强度的估计值较接近. Mander 公式计算值稍小,Richart 公式与蔡绍怀提出的经验公式计算值稍大, Mander 模型的精度更高一些,更偏于安全. 综合以上结果,本文建议采用 Mander 模型

$$f_{cc} = f_{co}\left(-1.254 + 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94f_l'}{f_{co}}} - 2\frac{f_l'}{f_{co}}\right).$$

对约束混凝土抗压强度进行计算[10].

本文选取 Richart 公式和 Mander 峰值应变公式与试验进行比较分析,根据试验实测得到的混凝土侧向约束应力与核心混凝土极限抗压强度分别代入公式,其中素混凝土的峰值应变根据规范建议取为 0.002,计算结果见表 5.

表 4　混凝土三轴抗压强度公式计算值与实测值对比

试件编号	混凝土三轴实测强度 f^c	Richart 公式		Mander 公式		蔡绍怀强度公式	
		f^t	f^t/f^c	f^t	f^t/f^c	f^t	f^t/f^c
1 – 70	44.07	46.10	1.046	42.85	0.972	45.80	1.039
1 – 80	39.34	41.87	1.064	38.92	0.989	42.14	1.071
1 – 100	50.31	50.11	0.996	47.78	0.950	52.85	1.051
1 – 200	43.40	43.17	0.995	41.78	0.963	43.66	1.006
2 – 70	42.82	46.46	1.085	43.10	1.006	46.04	1.075
2 – 80	37.14	41.55	1.119	38.69	1.042	41.93	1.129
2 – 100	48.48	49.66	1.024	47.46	0.979	52.50	1.083
2 – 200	42.65	43.38	1.017	41.82	0.981	43.80	1.027
3 – 50	45.31	48.99	1.081	47.28	1.044	50.00	1.104
3 – 60	39.99	41.72	1.043	40.68	1.017	43.78	1.095
3 – 100	44.67	45.72	1.024	44.66	1.000	49.05	1.098
3 – 200	41.71	42.51	1.019	41.65	0.999	43.16	1.035
4 – 50	47.47	47.84	1.008	46.44	0.978	49.20	1.036
4 – 60	41.54	41.05	0.988	40.15	0.966	43.29	1.042
4 – 100	46.10	45.39	0.985	44.41	0.964	48.72	1.057
4 – 200	42.23	42.41	1.004	41.64	0.986	43.08	1.020

表 5　混凝土峰值应变计算值与实测值对比

试件编号	实测应变/10^{-6}	Richart 公式		Mander 公式	
		f^t	f^t/f^c	f^t	f^t/f^c
1 – 70	3 228	3 694.4	1.14	8 202.7	2.22
1 – 80	3 133	3 315.7	1.06	6 464.4	1.95
1 – 100	2 703	2 509.4	0.93	4 136.4	1.65
1 – 200	2 104	2 101.2	1.00	2 471.4	1.18
2 – 70	3 322	3 727.2	1.12	7 743.8	2.08
2 – 80	3 077	3 286.4	1.07	5 655.3	1.72
2 – 100	2 575	2 482.7	0.96	3 696.4	1.49
2 – 200	2 541	2 113.8	0.83	2 288.8	1.08
3 – 50	3 481	3 954.3	1.14	8 657.6	2.19
3 – 60	3 142	3 301.8	1.05	6 703.5	2.03
3 – 100	2 439	2 251.2	0.92	2 776.6	1.23
3 – 200	2 242	2 062.0	0.92	2 062.8	1.00
4 – 50	3 207	3 851.1	1.20	9 451.2	2.45
4 – 60	2 782	3 241.8	1.17	7 273.5	2.24
4 – 100	2 569	2 231.7	0.87	3 120.9	1.40
4 – 200	2 082	2 056.5	0.99	2 187.4	1.06

因箍筋尚未屈服，箍筋的约束应力对试件强度的影响要大于对峰值应变的影响，试件最终破坏受混凝土自身的力学性能影响较大. 从表 5 看出，Richart 延性公式计算的纵向应变值与试验值较接近，Mander 模型延性公式计算值偏大，所以箍筋约束水平较低时构件延性计算建议采用 Richart 延性公式：

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left(1 + 5 \times \frac{f_l}{f_{co}}\right).$$

2.6　PC 钢棒约束混凝土本构关系

箍筋可以提高混凝土柱轴向承载力，同时改善构件延性，对约束混凝土的应力 – 应变关系曲线有较大影响，建立合适的约束混凝土本构关系，可以全面的反映试件在各个受力阶段的变形特点和破坏过程，对研究约束混凝土柱力学性能有重要意义. 根据文献[11]建议，采用与素混凝土相同的应力 – 应变全曲线方程，其中参数 f_{cc}、ε_{cc} 根据上述分析确定.

混凝土轴压本构曲线是分析结构受力性能的重要依据，曲线采用无量纲坐标，其中 $x = \dfrac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$，$y = \dfrac{\sigma}{f_{cc}}$，公式采用文献[11]提出模型，形式如下：

$$x \leqslant 1,\ y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3;$$

$$x > 1,\ y = \frac{x}{\alpha_b (x - 1)^2 + x}.$$

其中 α_a 和 α_d 根据文献[6]提出的建议公式：

$$\alpha_a = 2.4 - 0.01 f_{cc},$$

$$\alpha_d = 0.132 f_{cc}^{0.785} - 0.905.$$

式中 f_{cc} 为约束混凝土抗压强度.

将试验得到的 f_{cc} 代入公式，求得各曲线上升段和下降段参数 α_a 和 α_d，得到各试件应力－应变全曲线，理论曲线与实测曲线对比结果见图 8.

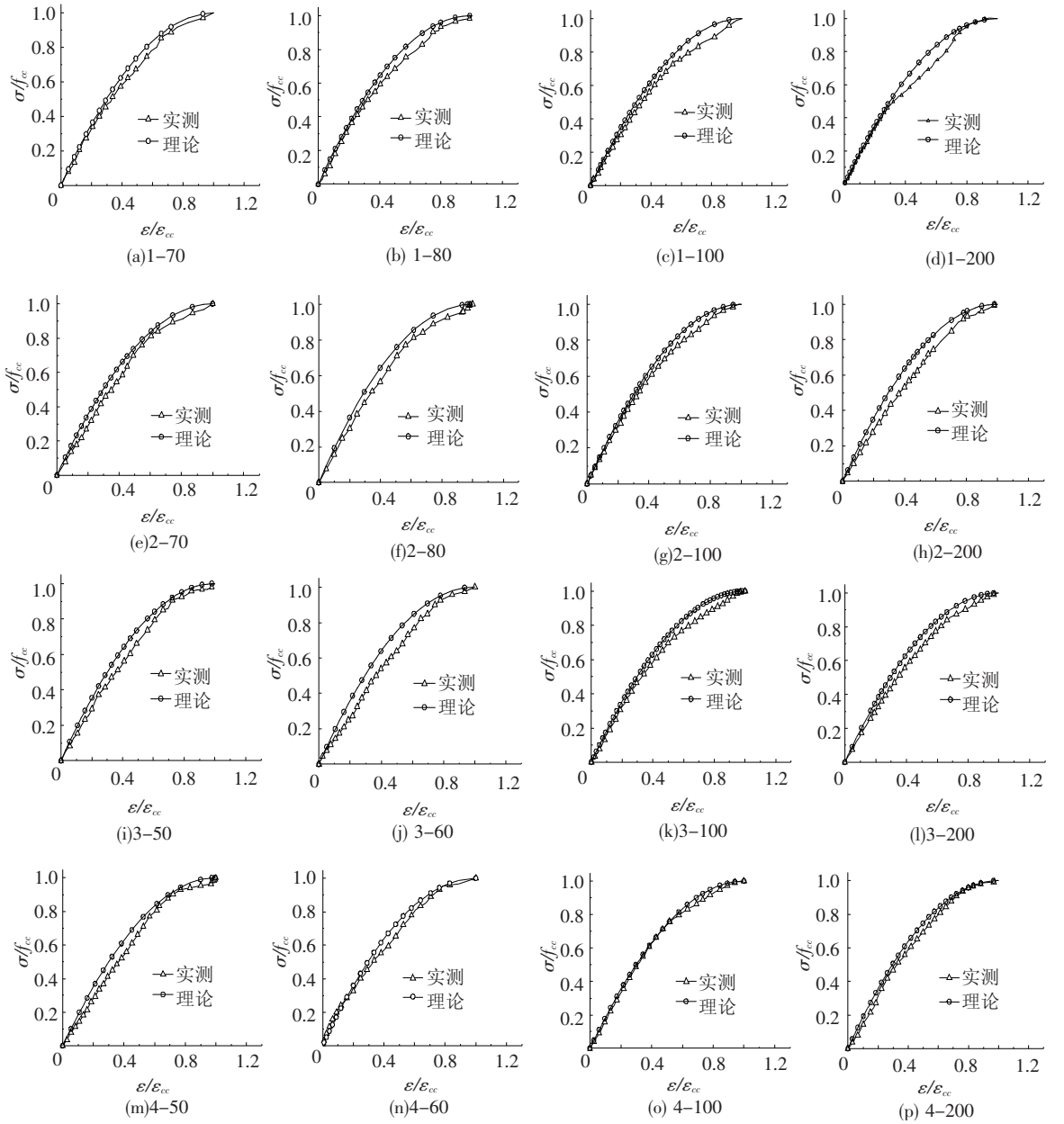


图 8 理论与实测曲线对比

理论计算值比试验实测值在上升段略大，但总体来说，本文选取的理论模型曲线与试验实测曲线拟合较好，能够反映 PC 钢棒约束混凝土各个阶段的性能变化情况，且应用方便.

3 PC 钢棒约束混凝土柱设计计算方法

3.1 PC 钢棒约束混凝土柱承载力计算建议

理论计算得到约束混凝土抗压强度 f_{cc}，进而可以计算 PC 钢棒约束混凝土柱承载力为

$$N_u = f_{cc}A_c + f_y A_s,$$

式中：A_c 为核心混凝土面积；f_y 为纵筋屈服强度，MPa；A_s 为纵筋截面面积.

3.2 PC 钢棒箍筋合理间距

高强 PC 钢棒做箍筋时，为使材料性能得到充分利用，必须选择合适的箍筋间距. 由 PC 钢棒材性试验确定每种型号钢材的条件屈服应变，进而通过式(1)反推参数 η 值，考虑实际工程中常用强度为 C30，C40，C50，C60 混凝土，确定每种型号 PC 钢棒的合理箍筋间距，见表 6.

表 6　PC 钢棒做箍筋的建议间距

直径/mm	η	混凝土强度等级	箍筋间距计算值/mm	箍筋间距建议值/mm
7	1.442	C30	33.36	30
		C40	30.79	
		C50	29.01	
		C60	27.80	
7	2.128	C30	21.53	20
		C40	19.88	
		C50	18.72	
		C60	17.94	
9	1.595	C30	37.04	35
		C40	34.19	
		C50	32.21	
		C60	30.87	
9	2.123	C30	28.00	25
		C40	25.85	
		C50	24.35	
		C60	23.34	

考虑工程实际施工的可行性，箍筋最小间距取 40 mm，对应不同强度混凝土存在箍筋应力最大利用值，应据此选择合适的箍筋强度，避免造成材料浪费，计算结果见表 7.

表 7　不同强度混凝土对应的箍筋应力最大利用值

直径/mm	箍筋间距/mm	混凝土强度等级	η	箍筋最大应变/10^6	最大利用强度/MPa
7	40	C30	1.203	2 925	603
		C40	1.110	2 694	556
		C50	1.046	2 534	523
		C60	1.002	2 425	500
7	40	C30	1.146	2 782	546
		C40	1.058	2 563	503
		C50	0.996	2 410	473
		C60	0.955	2 307	453
9	40	C30	1.477	3 607	710
		C40	1.363	3 324	654
		C50	1.284	3 127	616
		C60	1.231	2 994	590
9	40	C30	1.487	3 631	720
		C40	1.372	3 346	663
		C50	1.293	3 148	624
		C60	1.239	3 014	597

4　结　论

1）PC 钢棒箍筋间距对约束效果的影响较大：间距越小，构件的强度和延性提高越明显. 高强箍筋间距较大时，在混凝土柱达到极限荷载时箍筋尚未屈服. 根据试验实测值，提出箍筋应变与参数的拟合公式，可用于高强 PC 钢棒做箍筋应变的计算.

2）高强 PC 钢棒约束混凝土的极限强度可以采用 Mander 经验公式计算；峰值应变可以采用 Richart 经验公式计算. 两公式计算误差大部分在 5% 之内，对实测值拟合较好，可供后续研究参考.

3）根据试验得到的核心混凝土应力 - 应变关系曲线，建议采用文献[11]提出的本构模型对 PC 钢棒约束混凝土柱轴心受压过程进行模拟.

4）提出 PC 钢棒约束混凝土柱承载力计算方法和 PC 钢棒约束混凝土柱构造措施.

参考文献

[1] 俞建荣. 预应力钢棒[J]. 金属制品，1994，20(5)：52.

[2] ALY A，KENNEDY J B. Design of horizontally curved waffle slab structures [J]. Engineering Structures，1997，19(1)：37 - 49.

[3] RAZVI S R，SAATCIOGLU M. Strength and deformability of confined high-strength concrete columns [J]. ACI Structural Journal，1994，91(2)：678 - 687.

[4] LIU J，FOSTER S J，ATTARD M M. Strength of tied high-strength concrete columns loaded in concentric compression [J]. ACI Structural Journal，2000，97(1)：149 - 156.

[5] 何怡群，杨俊杰. HRB500 箍筋约束混凝土柱的极限承载力分析[J]. 工业建筑，2010，(S1)：818 - 822.

[6] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系[M]. 北京：中国建筑工业出版社，2004：39.

[7] RICHART F E，BRANDTZAEG A，BROWN R L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses [R]. Urbana：Engineering Experiment Station，1928，26(12)：185.

[8] MANDER J B，PRIESTLEY M J N，PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering，1988，114(8)：1804 - 1826.

[9] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京：人民交通出版社，2003.

[10] WASTON S，PARK R. Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering，1994，120(6)：1825 - 1849.

[11] 张秀琴，过镇海，王传志. 反复荷载下箍筋约束混凝土应力 - 应变全曲线方程[J]. 建筑结构学报，1982(9)：16 - 20.

（编辑　赵丽莹）