DOI：10.15986/j.1006-7930.2020.06.006

高强箍筋约束高强混凝土柱弯曲破坏骨架曲线

杨　坤[1]，林　琦[1]，史庆轩[2]

(1. 长安大学 建筑工程学院，陕西 西安 710064；2. 西安建筑科技大学 土木工程学院，陕西 西安 710055)

摘要：为研究高强箍筋约束高强混凝土(HSC)柱弯曲破坏的荷载-位移全曲线，对 10 根 HSC 柱的低周反复加载试验结果进行研究，分析了轴压比、箍筋间距以及配箍率对其骨架曲线的影响，给出了 HSC 柱 4 个特征点——开裂点、屈服点、峰值点和极限点所对应荷载及位移的计算方法，建立了高强箍筋约束高强混凝土柱四折线荷载-位移骨架曲线简化模型. 对比表明，本文提出的骨架曲线模型可以较好表达该类型柱弯曲破坏各特征点的趋势，其计算结果与试验结果拟合较好.

关键词：高强箍筋；高强混凝土；约束混凝土；骨架曲线；弯曲破坏

中图分类号：TU 352.11；TU 37　　**文献标志码**：A　　**文章编号**：1006-7930(2020)06-0813-08

Flexural failure skeleton curve of high strength concrete columns confined by high strength stirrups

YANG Kun[1], *LIN Qi*[1], *SHI Qingxuan*[2]

(1. School of Civil Engineering, Chang′an University, Xi′an 710064, China;
2. School of Civil Engineering, Xi′an Univ. of Arch. & Tech., Xi′an 710055, China)

Abstract: To study the load-displacement curve of high-strength concrete (HSC) columns confined by high-strength stirrups in flexural failure, low cyclic reversed loading tests were carried out on ten HSC columns with different design parameters. The effects of axial compression ratio, stirrup spacing, and stirrup ratio on skeleton curves of HSC columns were analyzed. Based on the test data analysis, the skeleton curve model for predicting the cracking, yielding, maxing and failure loads, as well as corresponding displacements, of HSC columns failed in flexure mode were developed. Then the four-linear skeleton curve model of HSC columns with flexure failure was established according to the four feature points. According to the comparison results, it′s shown that the skeleton curve model proposed in this paper can better express the characteristic points of this type of column, and the calculated results fit well with the test results.

Key words: high-strength stirrups; high-strength concrete (HSC); confined concrete; skeleton curve; flexural failure

当代，我国的建筑结构类型仍以钢筋混凝土结构为主，钢筋和混凝土的消耗量在逐年递增，且正在向着大跨、高耸、重载和承受恶劣环境的方向发展，大型复杂结构的涌现对混凝土材料各方面性能都提出了更高要求. 高强混凝土具有强度高、变形小、抗渗性与耐久性良好等显著优势，目前广泛应用于土木工程结构中. 然而，在地震区建筑结构需有较大的变形能力来消耗地震能量，其延性差的特点将妨碍它更广泛的应用，特别是当其承受较大轴压时，使用普通强度约束箍筋的配箍率较高，造成箍筋配置太密以至无法施工，大大限制了高强混凝土在强震区的使用. 而采用高强箍筋约束高强混凝土，形成有效约束，从而提高柱延性和抗震能力，为高强混凝土在强震区的推广应用提供了新的解决途径.

目前，国内外关于高强箍筋约束高强混凝土柱的研究主要集中在其约束效果、影响因素和抗震性能上[1-6]，而对于该类型柱的骨架曲线研究较少. 本文进行了 10 根高强箍筋约束高强混凝土柱的低周反复加载试验，考虑轴压比、箍筋间距以及配箍率等参数对柱弯曲破坏的影响，在此基础上提出确定高强箍筋约束高强混凝土柱弯曲破坏特征点的方法，并建立四折线荷载-位移骨架曲线简化模型.

1　试验概况

本试验共制作了 10 根悬臂高强箍筋约束高强

收稿日期：2020-04-13　　**修改稿日期**：2020-11-09
基金项目：国家自然科学基金资助项目(51708035)；中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(300102289202)
第一作者：杨　坤(1982－)，女，博士，副教授，主要从事混凝土结构及抗震研究. E-mail：yangkun8224@126.com
通信作者：林　琦(1995－)，男，硕士研究生，主要从事约束混凝土及抗震设计. E-mail：932992702@qq.com

混凝土柱，以轴压比、箍筋间距和箍筋形式为主要变化参数. 设计混凝土柱高度1 200 mm，剪跨比4.0，混凝土保护层厚度为25 mm. 为测试混凝土的强度，每个试件均预留了边长为150 mm的标准立方体试块，试验前测其强度，根据公式 $f_{cu,k}=\mu_f(1-1.645\delta_f)$[7] 计算得到混凝土立方体抗压强度标准值(见表1)，式中 μ_f 为材料强度的平均值，δ_f 为材料强度的变异系数. 高强箍筋采用陕钢生产的直径为6.5 mm冷拔高碳钢丝，其极限抗拉强度为1 120 MPa，取其条件屈服强度为残余应变是0.2%时的应力，按我国现行规范中规定，可取为 $0.85f_{ptk}$，大小为952 MPa；纵向钢筋为12根HRB400级钢筋，其屈服强度为483 MPa，均匀分布在截面四边. 浇筑时，柱试件底部与混凝土基座整体浇筑，呈到T型，柱顶部设置箍筋加密区，柱下部设底座梁. 试件设计参数见表1，尺寸和配筋见图1.

箍筋形式有八边形复合箍筋、井字形复合箍筋和井字螺旋复合箍筋三种，其中井字复合箍筋、八边形复合箍筋均由一根钢筋连续弯折而成的连续复合箍筋；井字螺旋复合箍筋有两个矩形螺旋箍筋和一个方形螺旋箍筋叠套而成，如图2所示.

表1 试件设计参数

Tab. 1 Specimen details

试件编号	箍筋形式	截面尺寸/mm	$f_{cu,k}$/MPa	箍筋间距/mm	配箍率/%	配箍特征值 λ_v	试验轴压比 n_t
HSC-S1-1	八边形复合箍	300×300	72	50	1.92	0.394	0.572
HSC-S1-2		300×300	74	80	1.20	0.240	0.572
HSC-S1-3		300×300	80.5	50	1.92	0.362	0.450
HSC-S1-4		300×300	86.4	80	1.20	0.210	0.450
HSC-S2-1	井字形复合箍	300×300	72.6	50	2.48	0.505	0.572
HSC-S2-2		300×300	80	80	1.55	0.294	0.555
HSC-S2-3		300×300	76	50	2.48	0.488	0.500
HSC-S2-4		300×300	88	80	1.55	0.267	0.500
HSSC-S3-1	螺旋箍	300×300	76.2	50	2.48	0.487	0.500
HSSC-S3-2		300×300	75.1	50	2.48	0.495	0.560

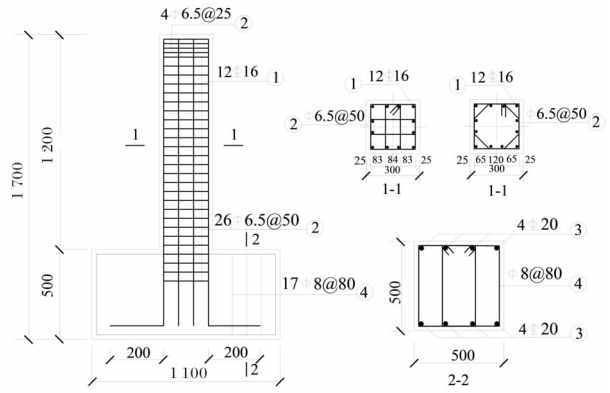


图1 试件尺寸及配筋图

Fig. 1 Specimen dimensions and reinforcement plan

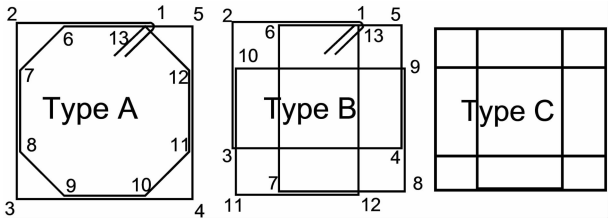


图2 箍筋形式

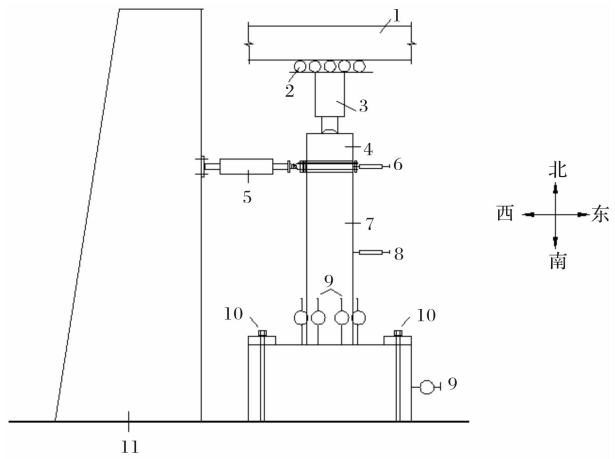
Fig. 2 Flexural sequence diagram of "One Stroke" complex stirrup

试验是在西安建筑科技大学结构与抗震实验室进行，试件通过地锚螺栓固定在地面，竖向荷载通过5 000 kN千斤顶施加，反复水平荷载由500 kN作动器施加. 为保证数据取值的稳定，试验过程中加卸载速度保持匀速. 加载过程中主要测试了：水平荷载、水平位移、纵向钢筋应变、箍筋应变以及塑性铰区域混凝土的变形量. 加载制度是，首先通过竖直千斤顶及荷载传感器施加竖向荷载至预定的全部荷载，并在试验过程中保持不变；水平反复荷载通过水平作动器施加，采用荷载和位移混合控制，在试件接近屈服的情况下，减小荷载的级差，寻找屈服荷载；试件屈服后采用位移控制加载，按屈服位移的整数倍循环加载，直至试件破坏或水平承载力下降至最大荷载的85%左右或者试件不能再承担预定轴压力. 试验加载装置如图3.

2 试验结果及分析

2.1 破坏分析

10个试件破坏过程基本相似，均发生弯曲破坏. 以HSC-S2-3为例，试验过程中，随着水平荷载的增大，先在受拉区出现水平开裂，随着水平荷载的继续增加，根部出现竖向受压裂缝，纵向钢筋



注：1.反力梁；2.滑动支座；3.千斤顶；4.刚性垫梁；5.作动器；6.位移计；7.试件；8.位移计；9.百分表；10.地锚螺栓；11.反力墙。

图 3　试验加载装置

Fig. 3　Test apparatus

开始出现屈服；当采用位移控制时，柱根角部保护层开始脱落，随着位移控制的加大，直至 $7\Delta_y$ 时，柱根部保护层已经大面积剥落，钢筋外露，且推拉两方向的位移角已达 1/24.7 和 1/22.6. 加载停止后，试件仍具有一定承载力，荷载下降至峰值的 68.5%且较为稳定，核心混凝土仍未明显压碎剥落，体现了较好的延性性能. 试件 HSC-S2-3 的破坏形态及裂缝分布如图 4 所示.

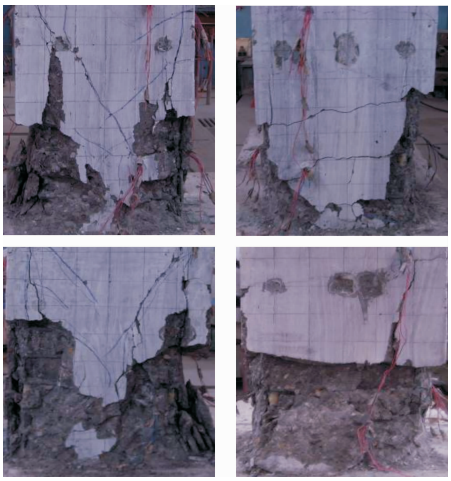


图 4　试件 HSC-S2-3 裂缝破坏图

Fig. 4　Failure mode of specimen HSC-S2-3

2.2　骨架曲线

将各试件荷载-水平位移滞回曲线上每次循环的峰值点(各点的荷载、位移取对应循环的正、反方向绝对值的平均值)连接起来的包络线称为其骨架曲线，其形状可以明确地反映出结构或构件的强度、变形和延性等抗震性能，也可以反映出构件的屈服点、最大荷载点和极限点等特征点.

图 5 是在不同配箍特征值下发生弯曲破坏柱的骨架曲线，由图可见：随着配箍特征值的减小，骨架曲线的上升段变化不大，下降段明显变陡，延性降低. 图 6 为轴压比对骨架曲线的影响，由图可知：轴压比较大的试件，到达峰值后，骨架曲线迅速下降，无明显平直段，且极限承载力较小，延性降低.

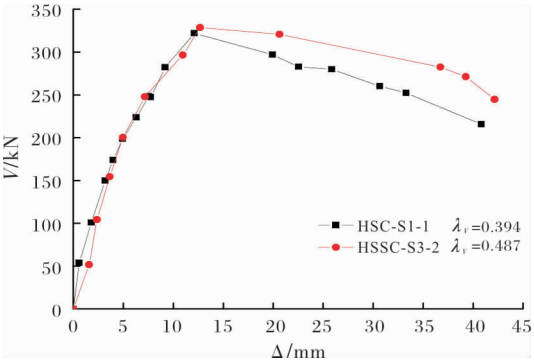


图 5　配箍特征值的影响

Fig. 5　Influence of the stirrup characteristic value

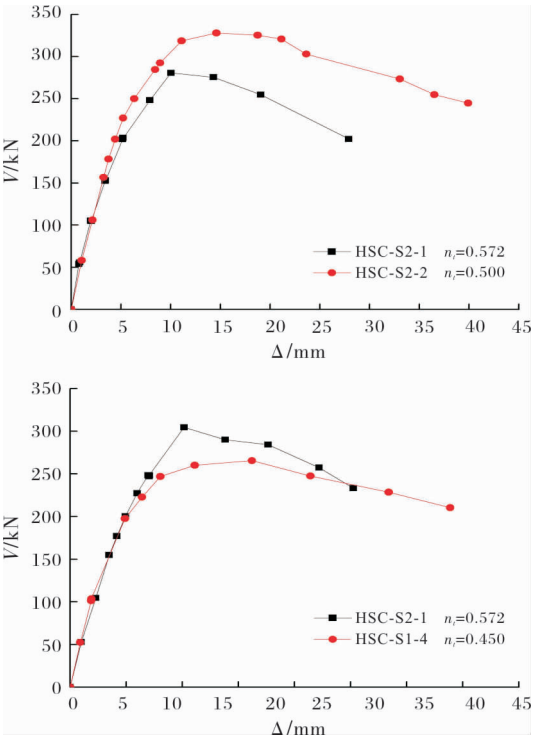


图 6　轴压比的影响

Fig. 6　Influence of axial pressure ratio

主要试验结果如表 2 所示，其中 V_c 和 Δ_c 分别为试件的开裂荷载及开裂位移；V_y 和 Δ_y 分别为试件纵筋屈服的屈服荷载及屈服位移；V_p 和 Δ_p 分别为试件峰值荷载及其对应的峰值位移；V_u 为试件发生弯曲破坏时的极限荷载，Δ_u 为 V_u 相对应的极限位移 μ_Δ 为试件发生弯曲破坏时的位移延性系数，按 $\mu_\Delta=\Delta_u/\Delta_y$ 计算.

表 2 各试件试验结果

Tab. 2 Test results of columns failed

试件编号	开裂		屈服		峰值		极限		延性系数
	V_c/kN	Δ_c/mm	V_y/kN	Δ_y/mm	V_p/kN	Δ_p/mm	V_u/kN	Δ_u/mm	
HCS-S1-1	116. 66	2.87	236.65	6.75	335.15	16.505	294.8	34.55	4.93
HCS-S1-2	119.13	2.89	235.8	5.48	332.3	10.06	282.45	17.035	3.11
HCS-S1-3	105.51	2.56	231.5	6.47	306.65	12.82	260.7	30.135	4.66
HCS-S1-4	109.36	2.76	253.05	8.16	319.4	19.18	271.45	27.145	3.33
HSC-S2-1	117.23	2.97	204.9	4.87	254.5	13.87	216.35	32.71	6.72
HSC-S2-2	124.07	2.92	199.95	5.45	267.6	12.425	227.45	25.61	4.70
HSC-S2-3	109.46	2.72	249.1	6.71	314.85	14.78	267.65	28.415	4.23
HSC-S2-4	120.19	2.91	271.85	7.33	339.55	15.72	288.6	23.89	3.26
HSSC-S3-1	108.92	3.14	236.85	6.685	262	17.345	222.7	34.77	5.20
HSSC-S3-2	118.87	2.84	222.8	5.09	303.8	12.23	258.2	27.295	5.36

3 骨架曲线模型

3.1 骨架曲线简化模型

试验表明，在水平荷载作用下，弯曲破坏柱荷载-位移曲线可以分为 4 个阶段：(1)开始加载到混凝土柱出现弯曲裂缝，此阶段可以认为试件处于弹性状态；(2)试件开裂至纵向钢筋屈服，此阶段塑性铰区域混凝土进入非线性工作状态；(3)从纵向钢筋屈服至柱达到峰值承载力；(4)从峰值点至弯曲破坏，此阶段钢筋进入塑性变形阶段，塑性铰区域混凝土进入非线性工作状态，经过一段变形后箍筋屈服，试件发生弯曲破坏. 针对上述过程，荷载-变形曲线有 4 个特征点，即开裂点 C、屈服点 Y、峰值点 P 和极限点 U. 因此，本文提出简化的荷载-位移骨架曲线模型，该模型由 4 个直线段组成(如图 7 所示)，确定了 4 个特征点相应的荷载及位移，就可建立起试件的骨架曲线.

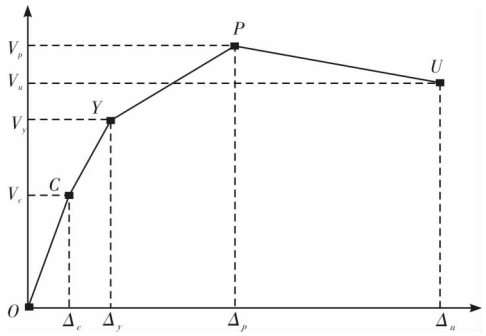


图 7 骨架曲线模型

Fig. 7 Skeleton curve model

为了方便分析，本文对骨架曲线模型做出了如下假定：

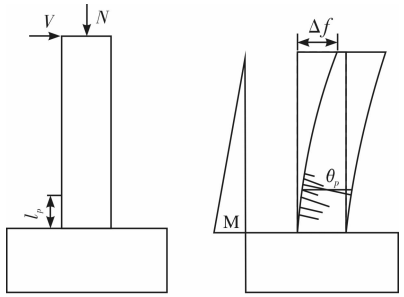
(1)试件开裂前混凝土和钢筋是弹性工作状态(OC 段)；(2)从混凝土开裂至纵向钢筋屈服，塑性铰区域的混凝土处于弹塑性工作状态(CY 段)；(3)纵筋屈服到试件发生破坏，塑性铰区域混凝土处于理想弹塑性工作状态(YP、PU 段)，钢筋处于理想塑性工作状态，塑性铰区域外混凝土和钢筋处于弹性工作状态；(4)柱截面符合平截面假定，且发生适筋破坏，在混凝土开裂后退出工作，受拉区混凝土不参与工作.

图 7 中，各阶段水平荷载计算公式如下

$$V=\begin{cases}\dfrac{\Delta}{\Delta_c}V_c, & (0\leqslant\Delta\leqslant\Delta_c)\\ \dfrac{\Delta-\Delta_c}{\Delta_y-\Delta_c}(V_y-V_c), & (\Delta_c<\Delta\leqslant\Delta_y)\\ \dfrac{\Delta-\Delta_y}{\Delta_p-\Delta_y}(V_p-V_y), & (\Delta_y<\Delta\leqslant\Delta_p)\\ \dfrac{\Delta-\Delta_p}{\Delta_u-\Delta_p}(V_u-V_p), & (\Delta_p<\Delta\leqslant\Delta_u)\end{cases}\tag{1}$$

式中：V 为位移 Δ 对应的水平荷载；V_c、V_y、V_p 和 V_u 分别是开裂荷载、屈服荷载、峰值荷载和极限荷载，Δ_c、Δ_y、Δ_p 和 Δ_u 分别是开裂位移、屈服位移、峰值位移和极限位移.

HSC 柱在水平荷载作用下的总水平位移包括弯曲位移 Δ_f、剪切位移 Δ_v 和柱墩内纵向受力钢筋的粘结滑移位移 Δ_s，如图 8 所示. 在弯曲破坏时剪切位移与粘结滑移位移占 20% 左右，甚至更多[8]. 因此，剪切位移和粘结滑移位移的计算是弯曲破坏柱的主要计算内容之一.



(a) 柱的受力 (b) 弯曲位移

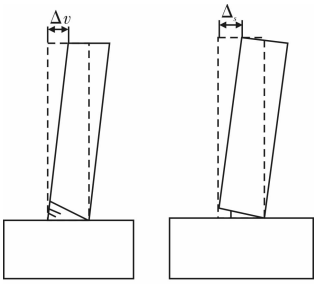


图 8　柱的水平位移

Fig. 8　Components of horizontal displacement

3.2　开裂荷载及相应位移

在水平荷载的作用下，柱截面受拉侧边缘混凝土应变达到极限拉应变时 $\varepsilon_{t\max}$，此时柱出现裂缝，此时的假定塑性区高度为受拉区高度的一半，且受压区混凝土仍是弹性工作阶段[9]. 则此时的开裂弯矩为

$$M_{cr}=\left[(0.7+\frac{120}{h})\gamma_m f_t+\frac{N}{A_0}\right]W_o \tag{2}$$

由 GB 50010-2010《混凝土结构设计规范》[7]知 $h\leqslant 400$，取 $h=400$，截面抵抗矩塑性系数 $\gamma_m=1.55$，$W_0=\frac{I_0}{h-x_{cr}}$，$I_0=\frac{b(h-x_{cr})^3}{3}+\frac{bx_{cr}^3}{3}+n'A_s(h_0-x_{cr})^2+n'A'_s(x_{cr}-a')^2$，$A_0=bh+(n'-1)A_s+(n'-1)A'_s$.

换算成截面中性轴至受压边缘的距离 x_{cr} 为

$$x_{cr}=\frac{0.5bh^2+n'A_sh_0+n'A'_sa'}{bh+n'A_s+n'A'_s}$$

式中：n'为钢筋弹性模量与混凝土弹性模量之比，既 $n'=E_s/E_c$，其中：$E_s=2.0\times10^5$ N/mm²；$E_c=(0.45\sqrt{f_{cu,k}}+0.5)\times10^4$ N/mm²，参考清华大学许锦峰[10]给出的高强混凝土的试验规律；f_t 为混凝土轴心抗拉强度值；N 为轴压力；A_0 为换算截面面积；W_0 为换算截面 A_0 对受拉边缘的弹性抵抗矩.

根据结构力学原理，HSC 柱顶点弯曲位移 Δ_f 与开裂曲率 φ_{cr} 的关系为

$$\Delta_f=\frac{1}{3}\varphi_{cr}l^2 \tag{3}$$

式中：φ_{cr} 为开裂荷载，可根据 $\varphi_{cr}=M_{cr}/(E_cI_0)$ 求得，l 为柱长.

根据弹性力学原理，水平荷载产生的剪切位移为

$$\Delta_v=\frac{V_{cr}l}{GA} \tag{4}$$

式中：V_{cr} 为混凝土开裂时的水平荷载；A 为柱的截面面积；G 为混凝土剪切模量 $G=0.4E_c$.

HSC 柱开裂后，纵筋相对于底座伸长，引起钢筋相对混凝土的粘结滑移，则钢筋粘结滑移引起的柱端水平位移 Δ_s，采用 Sezen 模型[11]计算

$$\Delta_s=\frac{\varepsilon_s\sigma_s d_b l}{8u_b(h_0-x_{cr})} \tag{5}$$

式中：Δ_s 为受拉钢筋应变；σ_s 为受拉钢筋应力，且 $\sigma_s=E_s\varepsilon_s$；$d_b$ 为纵筋直径；u_b 为纵筋弹性变形时产生的均匀粘结应力，取 $1.0\sqrt{f_{ck}}$，$f_{ck}=0.88\alpha_{c1}\alpha_{c2}f_{cu,k}$，式中：$\alpha_{c1}$ 为棱柱体抗压强度与立方体抗压强度之比，对混凝土强度等级为 C50 及以下的取 $\alpha_{c1}=0.76$，对 C80 取 $\alpha_{c1}=0.82$，中间按线性插值计算；α_{c2} 为高强度混凝土的脆性折减系数，对 C40 及以下取 $\alpha_{c2}=1.00$，对 C80 取 $\alpha_{c2}=0.87$，中间按线性插值计算；0.88 为考虑实际构件与试件混凝土强度之间的差异而取用的折减系数.

柱顶端的水平位移为弯曲位移、剪切位移和柱端滑移位移之和，即

$$\Delta_{cr}=\Delta_f+\Delta_v+\Delta_s \tag{6}$$

考虑二阶弯矩影响，开裂荷载可表示为

$$V_{cr}=(M_{cr}-N\Delta_{cr})/l \tag{7}$$

3.3　屈服荷载及相应位移

根据截面轴力平衡和弯矩平衡条件建立计算式，解得纵向钢筋屈服时的弯矩 M_y 和曲率 φ_y.

假定 HSC 柱开裂到纵向钢筋屈服，荷载-位移为线性关系，考虑到塑性铰区域的变形，则弯曲位移 Δ_f[12]为

$$\Delta_f=\frac{1}{3}\varphi_{cr}l^2+(\varphi_y-\varphi_{cr})l_p(l-0.5l_p) \tag{8}$$

式中：l_p 为试件塑性铰区高度，塑性铰长度基于柱位移和曲率的方法计算所得[13].

考虑钢筋混凝土柱的受拉纵筋达到屈服前，一般不发生剪切裂缝，因此认为纵筋受拉屈服前的剪切为弹性剪切，即假定钢筋混凝土柱的弹性模量及剪切模量为常数，k_v 为有效剪切面积系数(矩形柱为 5/6，圆形柱为 0.85)[14]；G 为剪切模量，Park[15]认为当没有剪切斜裂缝时，可近似取 $G=0.4E_c$，E_c 为混凝土的弹性模量. 则

$$\Delta_v=\frac{V_yl}{k_vGA} \tag{9}$$

HSC 柱钢筋屈服时构件钢筋的滑移引起的 Δ_s 采用式(5)进行计算. 将式(8)、(9)和(6)代入式(7)中计算柱钢筋屈服时的位移和荷载.

3.4　峰值荷载及相应位移

根据平衡条件，建立峰值点时的弯矩 M_p 和曲

率 φ_p 的计算公式如下所示.

$$M_p=\alpha_1 f_y A_s(h_0-a'_s)+\beta N(\frac{h}{2}-a'_s) \quad (10)$$

$$\varphi_p=\frac{\varepsilon_0+\varepsilon_s}{h_0} \quad (11)$$

式中：α_1 为柱荷载计算系数，受拉侧配筋率小于等于 0.8%时取 1.2，大于等于 1.0%时取 0.8，中间按线性插值计算；β 为轴力调整系数，当轴压比小于等于 0.3 时取 1.3，大于等于 0.5 时取 1.4，中间按线性插值计算；ε_0 按规范[7]取 $\varepsilon_0=0.002+0.5(f_{cu,k}-50)\times10^{-5}$；$\varepsilon_s$ 为达到峰值荷载时的钢筋应变.

则根据假设荷载-位移为线性关系，考虑塑性区域的变形，其弯曲位移 Δ_f 为

$$\Delta_f=\frac{1}{3}\varphi_y l^2+(\varphi_p-\varphi_y)l_p(l-0.5l_p) \quad (12)$$

式中：l_p 的取值与式(8)相同.

用纵筋、箍筋和 45°的混凝土斜压杆组成的桁架模型来考虑塑性铰区的抗剪刚度 K，根据则其峰值剪切位移为

$$\Delta_v=\frac{V_p l}{k_v GA}+\frac{V_p l_p}{K} \quad (13)$$

式中：$K=\frac{\rho_{sv}}{1+4n'\rho_{sv}}E_s bh$，其中 ρ_{sv} 为配箍率，n' 为弹性模量之比.

钢筋粘结滑移引起的位移的 Δ_s 采用(5)进行计算，将式(12)、(13)和(6)代入式(7)中计算柱荷载达到峰值时的位移和荷载.

3.5 极限荷载及相应位移

极限位移取荷载下降至峰值 85%时所对应的荷载，因此，有

$$V_u=0.85V_p$$

弯曲破坏位移 Δ_u 用位移延性系数 μ_Δ 表示，由图 9 知弯曲破坏的位移延性系数与配箍特征值成正比，由图 6 知位移延性系数与轴压比成反比. 因此将弯曲破坏的延性系数表示为

$$\Delta_u=\mu_\Delta\Delta_y \quad (14)$$

$$\mu_\Delta=\frac{(a+b\lambda_v)}{(c+dn_t)} \quad (15)$$

式中：λ_v 为配箍特征值；a、b、c 和 d 为由实验结果确定的参数.

利用表 2 的实验数据对式(14)进行拟合分析，得到 $a=1.012$、$b=4.194$、$c=1$、$d=-0.819$，则弯曲破坏的位移延性系数计算式为

$$\mu_\Delta=\frac{(1.012+4.194\lambda_v)}{(1-0.819n_t)} \quad (16)$$

图 10 是本文公式计算值与试验值的比较，由图可见，两者的吻合较好.

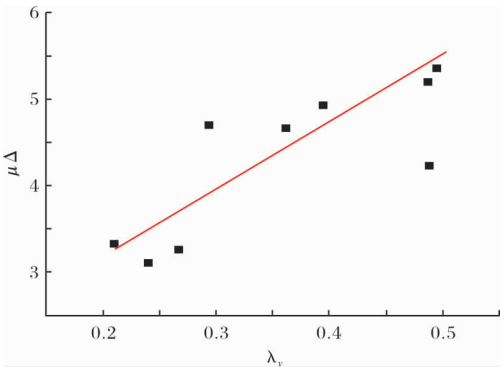


图 9 弯曲破坏位移延性系数与配箍特征值关系

Fig. 9 Relationship between the ductility factor of flexural failure and the stirrup characteristic value

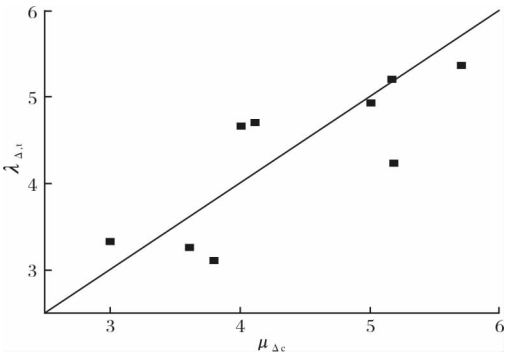
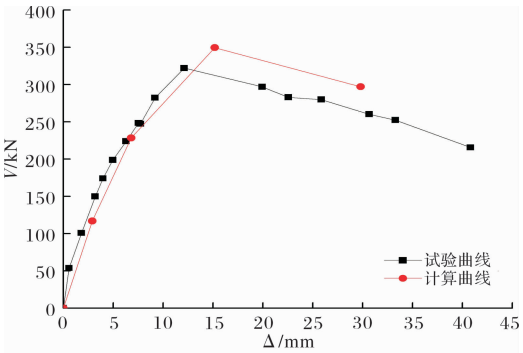


图 10 弯曲破坏位移延性系数计算值与试验值对比

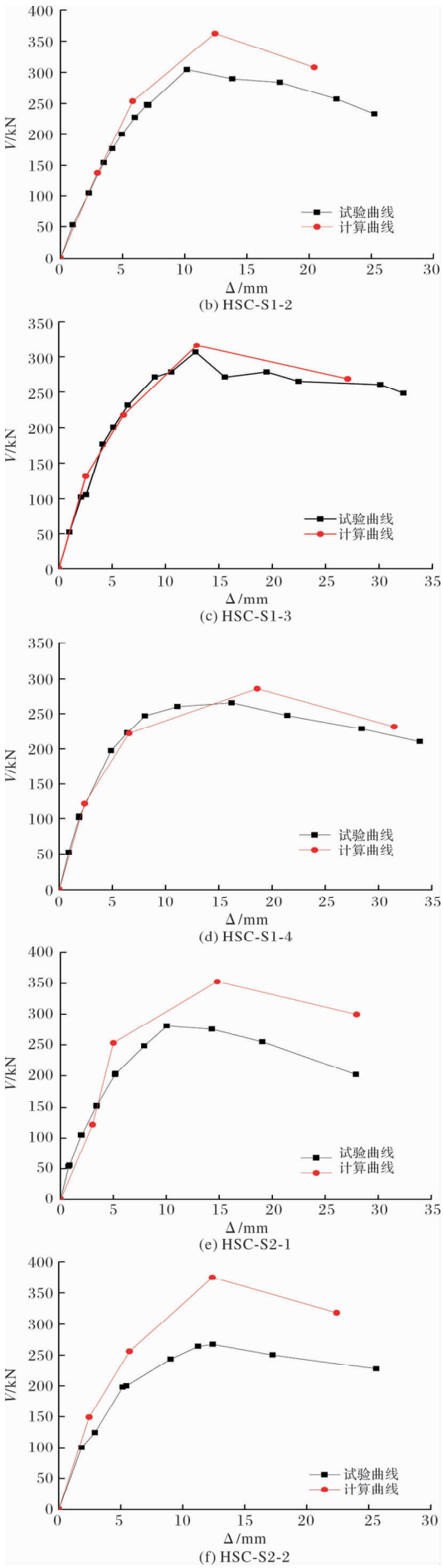
Fig. 10 Comparison of calculated and tested displacement ductility

4 模型计算与试验结果对比

为检验本文提出的骨架曲线模型的可靠性，对本文 10 根弯曲破坏 HSC 柱进行计算，得出各试件理论值与试验值的对比，如图 11 所示. 由图可见，本文所提出的考虑了弯曲、剪切和黏结滑移影响的骨架曲线模型，其计算曲线与试验实测曲线在上升段吻合较好，下降段差别稍大，但曲线趋势上基本一致.



(a) HSC-S1-1



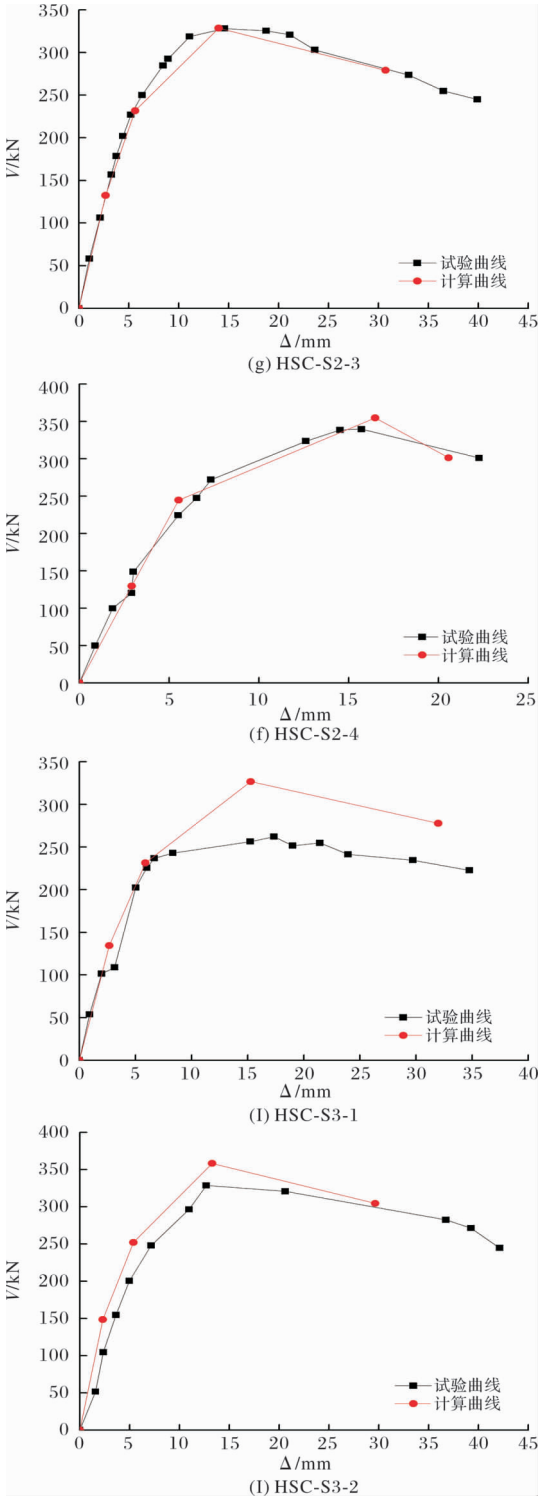


图11　弯曲破坏柱骨架曲线模型理论值与试验值骨架曲线比较

Fig. 11　Comparison of calculated and tested skeleton curves of specimens with flexure failure

5　结论

(1)高强箍筋约束高强混凝土柱在屈服前，其骨架曲线与普通箍筋约束高强混凝土柱相似；屈服后，随着配箍特征值的增大，柱的极限位移与延性明显提高.

(2)综合考虑了弯曲变形、剪切变形、粘结滑

移变形的影响，给出了高强箍筋约束高强混凝土柱开裂点、屈服点、峰值点和极限点水平位移的计算方法，该方法计算量小，结果准确.

(3)基于高强箍筋约束高强混凝土柱的受力特征和试验结果分析，建立了该类型柱弯曲破坏的四折线荷载-位移简化模型，给出了该模型四个特征点的荷载及位移计算公式；通过对比表明，该模型的计算结果与试验结果吻合较好，其计算方法简单，便于工程应用.

参考文献 References

[1] 祖坤,熊二刚,宋良英,等.高强混凝土构件力学性能研究综述[J].硅酸盐通报,2019,38(10):3178-3192.
ZU Kun, XIONG Ergang, SONG Liangying, et al. Review on mechanical properties of high-strength concrete members[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2019, 38(10):3178-3192.

[2] 张国军,白国良,刘伯权.高强混凝土框架柱的研究与进展[J].西安建筑科技大学学报(自然科学版),2002,34(1):53-56.
ZAHNG Guojun, BAI Guoliang, LIU Boquan. Developing status of study on high-strength concrete frame column [J]. J of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2002,34(1):5556.

[3] WEST J, IBRAHIM A Hindi . Analytical compressive stress-strain model for high-strength concrete confined with cross-spirals[J]. Engineering Structures, 2016, 113: 362-379.

[4] LI Y, CAO S, JING D. Analytical compressive stress-strain model for concrete confined with high-strength multiple-tied-spiral transverse reinforcement[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2017:e1416.

[5] MA C K, AWANG A Z, OMAR W. Flexural ductility design of confined high-strength concrete columns: Theoretical modelling [J] . Measurement, 2016,78: 42-48.

[6] 柯晓军,苏益声,陈宗平,等.钢筋高强混凝土框架柱轴压比限值的确定方法[J].广西大学学报(自然科学版),2016,41(1):114-121.
KE Xiaojun, SU Yisheng, CHEN Zongping,et al. Determination of limit value of axial compression ratio of reinforced high-strength concrete columns [J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2016,41(1):114-121.

[7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010-2010[S]. Beijing: China Architecture &Building Press,2011.

[8] 解咏平,贾磊.钢筋混凝土柱极限位移的计算方法及试验研究[J].建筑结构,2014,44(15):66-70.
XIE Yongping, JIA Lei. Calculation method and experimental study on the ultimate displacement of reinforced concrete columns[J]. Building Structure2014, 44(15):66-70.

[9] 过镇海,时旭东.钢筋混凝土原理和分析[M].北京:清华大学出版社,2003:215-231.
GUO Zhenhai,SHI Xudong. Reinforced concrete theory and analyze[M]. Beijing: Tsinghua University Press,2003:215-256.

[10] 肖潇.配置高强钢筋的高强混凝土压弯构件的抗震性能研究[M].哈尔滨:哈尔滨工业大学出版社. 2017:23-29.
XIAO Xiao. Study on seismic performance of high-strength concrete compression-bending members with high-strength steel bars[M]. Harbin: Harbin Institute of Technology Press, 2017:23-29.

[11] SEZEN H,SETZLER E J. Reinforcement slip in reinforced concrete columns[J]. ACI Structural Journal,2008,105(5) : 280-289.

[12] 马颖,张勤,贡金鑫.钢筋混凝土柱弯剪破坏恢复力模型骨架曲线[J].建筑结构学报,2012,33(10):116-125.
MA Ying, ZHANG Qin, GONG Jinxin. Skeleton curves of restoring force model of reinforced concrete columns failed in flexure-shear [J], Journal of Building Structures,2012,33(10):116-125.

[13] 杨坤,史庆轩,赵均海.高强箍筋高强混凝土柱的塑性铰长度[J].工程力学,2013,30(2):254-259.
YANG Kun, SHI Qingxuan, ZHAO Junhai. Plastic hinge length of high-strength concrete columns confined by high-strength stirrups[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(2): 254-259.

[14] 肖同亮,邱洪兴.钢-BFRP复合筋混凝土柱试验与骨架曲线模型研究[J].振动、测试与诊断,2018,38(6):1205-1210,1295.
XIAO Tongliang, QIU Hongxing. Seismic performance test and skeleton curve model study concrete columns reinforced by steel-basalt fiber reinforced polymer(BFRP) composite bars[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2018, 38(6): 1205-1210, 1295.

[15] PARK R, PAULAY T. Reinforced concrete structures [M]. New York: John Wiley & Sons,1974:315-319.

(编辑 吴海西 沈 波)