

碳纤维布包裹改善锈蚀钢筋混凝土柱延性试验研究

李金波, 贡金鑫*

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 研究了碳纤维布包裹对锈蚀钢筋混凝土柱抗震性能的影响. 对不同锈蚀程度的试件在不同轴压比下进行了低周反复试验. 研究表明, 碳纤维布加固锈蚀试件是一种非常有效的技术, 碳纤维布的约束作用, 避免了剪切裂缝的产生, 改善了试件的延性, 使试件因锈蚀可能出现的脆性破坏重新转化为塑性破坏, 试件的滞回性能明显提高, 抗震性能显著改善.

关键词: 钢筋混凝土; 锈蚀; 加固; 抗震; CFRP

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A

0 引言

钢筋锈蚀是混凝土结构耐久性失效的主要形式. 锈蚀不仅使得钢筋有效截面面积减小、力学性能弱化, 而且使得钢筋与混凝土之间的粘结性能遭到破坏, 影响了结构的承载力、延性和耗能能力, 严重降低了结构抗震性能^[1~8]. 因此, 有必要对锈蚀结构进行抗震加固, 改善其抗震性能.

利用碳纤维布加固钢筋混凝土柱, 既可以提高柱的受剪承载力, 也可改善柱的延性, 使柱承受较大的塑性变形, 且不会增加约束柱的刚度, 因此在实际工程中得到了广泛应用. 但目前对碳纤维布约束钢筋混凝土构件的研究, 主要集中于完好试件, 对锈蚀损伤试件的约束研究较少, 基于此, 本文研究碳纤维布约束柱在低周反复荷载作用下延性和耗能能力的改善情况.

1 试验准备

试件尺寸与加固方式如图 1 所示. 试件采用平卧浇筑, 长 1 500 mm, 截面尺寸 200 mm×200 mm, 纵筋选用直径 14 mm 的 HRB335 热轧带肋钢筋, 对称配置, 每侧 2 根; 实测纵筋屈服强度 384.77 MPa, 极限强度 604.87 MPa; 箍筋采用直径 8 mm 的 HPB235 热轧光圆钢筋, 间距 100 mm, 屈服强度 321.89 MPa. 混凝土抗压强度为

44.8 MPa. 为测量加载过程中碳纤维布的应变, 在距试件中间突头 50、150 和 300 mm 处相邻两截面上粘贴横向应变片.

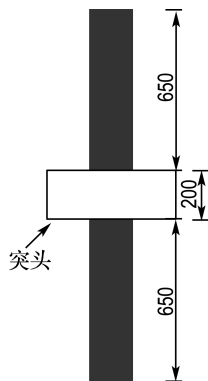


图 1 试件加固方式

Fig. 1 Strengthening scheme of specimen

2 试件电化锈蚀和碳纤维布加固

2.1 钢筋电化锈蚀

钢筋锈蚀通过电化快速锈蚀实现, 具体过程见文献^[1]. 锈蚀后试件出现沿纵筋方向的锈蚀裂缝, 锈蚀量越大, 裂缝越宽, 柱角部的裂缝宽度最大可达 3.0 mm, 纵向裂缝长度最大约 500 mm. 另外还可以看到大量红色锈蚀产物集中在锈蚀裂缝附近.

钢筋除锈过程和称重方法见文献[1],试验实测钢筋锈蚀率见表 1.

表 1 试件参数
Tab. 1 Parameters of specimens

试件 编号	钢筋锈蚀率 (质量损失率)/%	轴压比	加固方式
A0	0	0.35	对比试件
B121	18.80	0.15	重浇混凝土保护层+外包一层碳纤维布
B2	19.17	0.25	对比试件
B21	15.89	0.25	重浇混凝土保护层
B221	16.51	0.25	重浇混凝土保护层+外包一层碳纤维布
B222	19.56	0.25	重浇混凝土保护层+外包两层碳纤维布
B3	16.8	0.35	对比试件
B31	18.2	0.35	重浇混凝土保护层
B321	17.2	0.35	重浇混凝土保护层+外包一层碳纤维布
C2	12.49	0.25	对比试件
C221	10.45	0.25	重浇混凝土保护层+外包一层碳纤维布

注:由于锈蚀的不均匀性,各试件在相同电量下锈蚀量也有偏差,为便于研究,文中锈蚀率为试件锈蚀率平均值

2.2 碳纤维布加固

试件碳纤维布加固工序为清除锈胀混凝土,对钢筋除锈,重新浇筑混凝土修补试件,对试件进行表面找平、倒角处理(倒角半径为 20 mm),外包碳纤维布,养护.纤维布搭接长度为 150 mm,实测新浇筑混凝土保护层的抗压强度为 32.7 MPa. UT70-20 碳纤维布的性能参数为单位面积质量 200 g·m⁻²,厚度 0.111 mm,抗拉强度 3 646 MPa,弹性模量 215 600 MPa,伸长率 1.9%. GJN-T 型浸渍树脂的性能参数为抗拉强度 52.5 MPa,抗压强度 86.2 MPa,剪切强度 18.32 MPa,弹性模量 2 711.7 MPa.

3 试验加载过程与试验结果

3.1 试验加载过程

图 2 给出了试验的加载方式和装置.轴向荷载通过压力机施加,轴压比如表 1 所示,试验过程中保持不变;水平荷载通过框架上的液压千斤顶施加,由连接在千斤顶上的荷载传感器控制荷载的大小;试件位移通过位移计测量;碳纤维布应变使用电阻应变片测量,试验数据使用德国 imc 数

据采集系统采集.试验使用位移控制的方式加载,第 1 次循环加载时,试件变形为 1 mm,在随后的循环加载中,按照 2 mm 的倍数递增进行循环加载,每级循环 3 次,如图 3 所示.

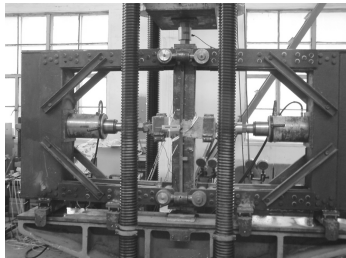


图 2 试验加载装置
Fig. 2 Set-up of test

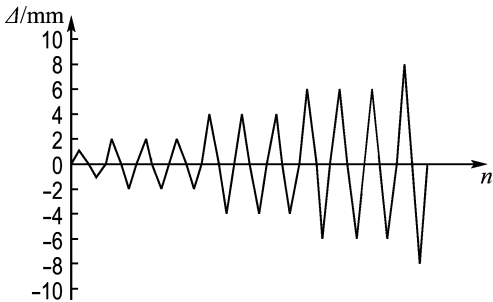


图 3 水平荷载加载制度
Fig. 3 Horizontal loading sequence

3.2 试验结果及分析

3.2.1 破坏形态 重浇混凝土保护层的试件,以 B21 为例,当加载至 2 mm 时出现首条横向弯曲裂缝,加载至 6 mm 时出现一条由固定端向柱中延伸的斜裂缝.随着荷载的继续施加,横向裂缝宽度不断增大,并集中在距试件突头约 300 mm 的范围内;试件最后破坏时,由于混凝土保护层与核心混凝土之间粘结较差,突头附近的混凝土保护层剥落,纵筋受压向外屈曲.试件 B21 的破坏情况见图 4(a).

碳纤维布加固试件,以 C221 为例,在加载至 2 mm 时就不断听到碳纤维布发出啪啪的声音,说明碳纤维布发挥了约束作用;当试件最后破坏时,试件突头附近的碳纤维被拉断,混凝土被压碎.试件 C221 破坏时的情况见图 4(b).

3.2.2 滞回曲线 图 5 给出了试验所得的试件荷载-位移滞回曲线.从图 5 可以看出,锈蚀试件的抗震性能,随着钢筋锈蚀程度的增大和轴压比的增大逐渐降低,试件破坏模式由延性破坏变为脆性破坏;对于加固试件,尤其是碳纤维布包裹试



图 4 试件 B21 和 C221 典型破坏情况

Fig. 4 Typical failure pattern of the specimens B21 and C221

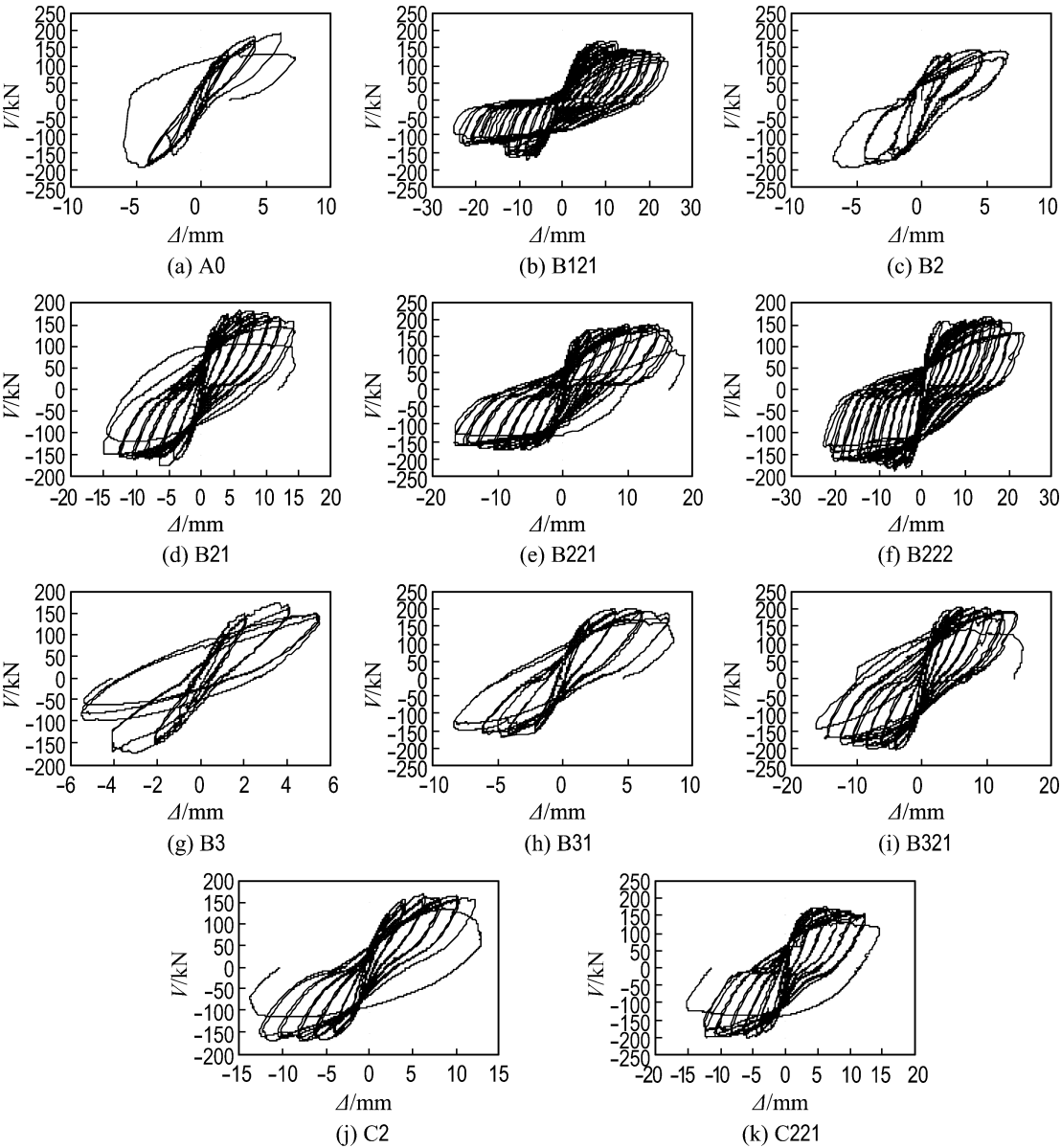
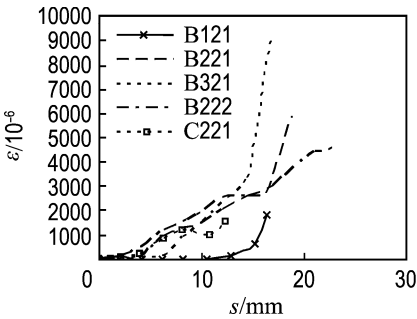


图 5 试件的试验滞回曲线

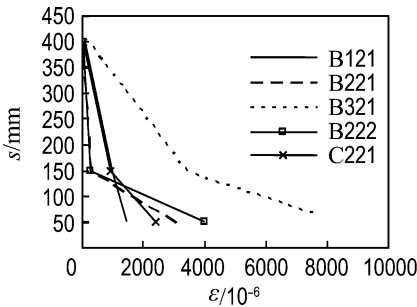
Fig. 5 Hysteresis curve of specimens

件,滞回环形状饱满圆滑,滞回环面积显著增大,表明碳纤维布加固使试件因锈蚀降低的耗能能力得以恢复.加固试件与未加固试件相比,极限荷载有所增加,延性改善明显,充分体现了加固的效果.

3.2.3 碳纤维布应变 图 6(a)示出了距试件中间突头 50 mm 处碳纤维布的应变,图 6(b)示出了试件破坏时碳纤维布应变随距中间突头距离 s 的增大.由图 6(a)可以看出,(1)在开始加载阶段,碳纤维布没有发挥作用,试件达到极限荷载后碳纤维布才逐渐发挥约束作用;(2)碳纤维布的利用率与试件轴压比有关,轴压比越大,碳纤维布的利用率越高;(3)锈蚀量较大的试件,碳纤维布的利用率较高;(4)碳纤维布粘贴层数多的试件,碳纤维布的利用率较低.由图 6(b)可以看出,距中间突头 400 mm 处的碳纤维布几乎没有发挥作用,因此碳纤维布的加固长度可取在 $2h$ (h 为试件截面高度)高度范围内,以节省碳纤维布用量.



(a) 距试件中间突头 500 mm 处



(b) 试件破坏时

图 6 试件应变-位移曲线

Fig. 6 Strain-displacement responses of specimens

3.2.4 骨架曲线 图 7 给出了试件的骨架曲线.根据骨架曲线可以看出,(1)外包碳纤维布对锈蚀混凝土试件的有效约束,使承载力有一定提高,延性大

为改善,以加固试件 B31 和 B321 为例,B31、B321 的最大承载力和位移延性系数分别比锈蚀试件 B3 增加 2.89%、86.82%和 15.76%、156.76%;(2)在钢筋锈蚀量和轴压比相同的情况下,试件延性随碳纤维布加固层数的增多改善愈加明显;(3)试件加固条件相同时,钢筋锈蚀率较大的试件极限承载力较小,但延性与锈蚀率较小的试件相差不大;(4)碳纤维布加固层数和钢筋锈蚀率相同时,随着轴压比的增大,试件承载力增大,但极限荷载后的平直段较短,延性变差.

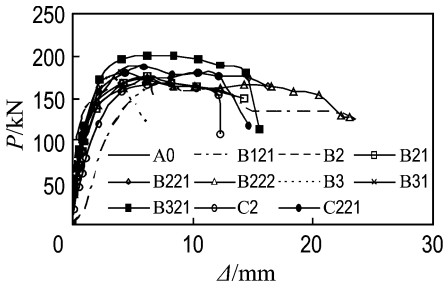


图 7 由滞回关系测得的骨架曲线

Fig. 7 The skeleton curves measured from hysteresis relationship

3.2.5 刚度衰减 图 8 给出了试件的刚度衰减曲线.试件刚度根据每级循环荷载作用下正、负方向荷载的绝对值之和与相应的正、负方向位移绝对值之和的比值计算,以 K_i 表示;试件初始刚度用 K_0 表示.由图 8 可知,(1)与未加固试件相比,加固试件的刚度衰减速率较低,刚度衰减曲线平缓;(2)当加固条件相同时,随着钢筋锈蚀率的增大,试件刚度衰减速度加快;(3)碳纤维布加固层数较多的试件,刚度衰减速度较慢;(4)随着轴压比的增大,试件刚度衰减速率增快,衰减曲线更加陡峭.

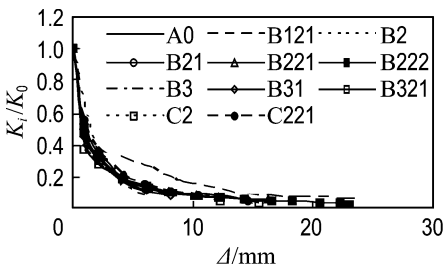


图 8 试件刚度衰减曲线

Fig. 8 Degradation curves of stiffness of the specimens

3.2.6 延性系数和耗能分析 延性是衡量结构抗震性能的重要参数,本文采用位移延性系数来衡量试件的延性,其值为试件荷载降低至 85% 极限荷载时的位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值 Δ_u/Δ_y , Δ_y 使用能量法等效计算. 试验所得的试件位移值和延性系数值见表 2,括号内的值为试件荷载达到极限荷载 P_u 时的位移和延性系数. Q 为试件累积滞回耗能,根据试件最终破坏前各滞回曲线的面积之和计算. m_c 为试件的平均耗能系数,用于描述试件屈服后的耗能能力,根据下式计算:

$$m_c = Q/n_1 E_y$$

(1)

表 2 试件试验结果汇总

Tab. 2 Summary of the test results for specimens

试件编号	Δ_y/mm	P_y/kN	Δ_u/mm	P_u/kN	Δ_u/Δ_y	Q/kNm	m_c
A0	2.10	160.66	7.50(6.1)	190.87	3.60(2.90)	5.23	5.17
B121	2.10	133.20	20.06(12.3)	166.00	9.73(5.90)	59.56	16.20
B2	1.90	153.10	6.80(6.3)	164.91	3.58(3.32)	4.44	3.40
B21	2.10	145.56	14.30(6.2)	175.20	6.81(2.94)	22.19	8.07
B221	2.20	157.60	16.42(10.3)	179.76	7.46(4.66)	38.41	10.32
B222	2.00	140.10	21.18(8.2)	170.90	10.59(4.10)	76.75	18.26
B3	1.60	135.20	4.74(3.1)	173.20	2.96(1.94)	3.73	5.75
B31	1.50	145.98	8.30(4.1)	178.40	5.53(2.73)	6.23	6.32
B321	1.95	170.39	14.85(6.2)	200.50	7.62(3.18)	28.95	8.30
C2	2.60	135.42	12.23(8.1)	167.80	4.70(3.10)	8.59	3.25
C221	1.90	157.72	13.23(6.4)	186.24	6.96(3.37)	21.64	8.02

4 理论分析

4.1 试件骨架曲线计算

本文通过对加固试件截面进行分析,编写了加固试件的骨架曲线计算程序,采用的碳纤维布约束混凝土的应力-应变模型^[9]如下式所示:

$$\sigma = \begin{cases} f_{c0} \left[\frac{2\epsilon}{\epsilon_{c0}} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right]; & \epsilon \leq \epsilon_{c0} \\ f_{c0} + \frac{f'_{cc} - f_{c0}}{\epsilon'_{cc} - \epsilon_{c0}} (\epsilon - \epsilon_{c0}); & \epsilon_{c0} < \epsilon \leq \epsilon_{cc} \end{cases}$$

(3)

式中: f_{c0} 为混凝土轴心抗压强度, ϵ_{c0} 为混凝土强度为 f_{c0} 时的应变, ϵ'_{cc} 为碳纤维布约束混凝土的极限应变, f'_{cc} 为约束混凝土达到极限应变 ϵ'_{cc} 时的强度. 文献[9] 给出了各参数的取值.

钢筋应力 - 应变曲线模型由式(4) 给出,即

式中: n_1 为试件屈服后,在试件破坏前循环加载的次数; E_y 为名义弹性能量,由下式计算:

$$E_y = \frac{1}{2} P_y \Delta_y$$

(2)

由表 2 可知,锈蚀试件加固后,延性显著改善,耗能能力显著增强,碳纤维布加固层数增多时,改善更加明显,以试件 B2、B21、B221、B222 为例,加固试件 B21、B221、B222 的延性系数分别是锈蚀试件 B2 的 1.90 倍、2.08 倍和 2.96 倍,总耗能分别是锈蚀试件 B2 的 5.00 倍、8.65 倍和 17.29 倍.

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon; & \epsilon \leq \epsilon_{y1} \\ f_y; & \epsilon_{y1} < \epsilon \leq \epsilon_{y2} \\ f_y + \frac{2(f_u - f_y) \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{y2}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{y2}} \right)}{1 + \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{y2}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{y2}} \right)^2}; & \epsilon > \epsilon_{y2} \end{cases}$$

(4)

式中: E_s 为钢筋弹性模量, f_y 为钢筋屈服强度,其余参数含义见文献[10].

如图 9 所示,由构件截面轴力和弯矩的平衡条件可以得出

$$N = \int_0^{Kh_0} b \sigma_c(\epsilon) dx + 0.85 A'_s \sigma'_s(\epsilon'_s) - 0.85 A_s \sigma_s(\epsilon_s)$$

(5)

$$M = \int_0^{Kh_0} b \sigma_c(\epsilon) (h_0 - x) dx + 0.85 A'_s \sigma'_s(\epsilon'_s) (h_0 - a')$$

(6)

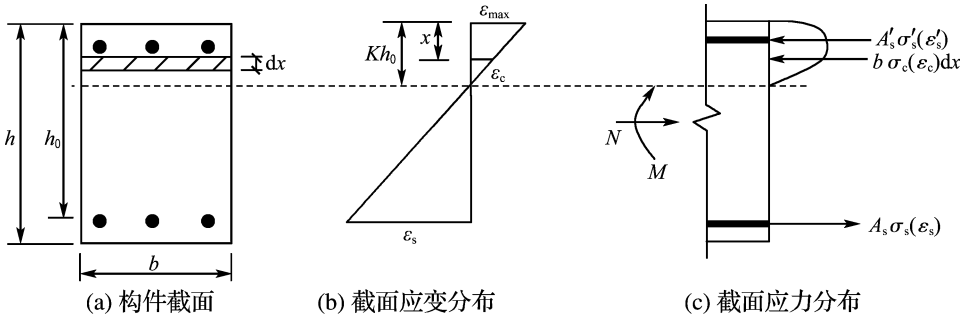


图 9 试件截面应变、应力分布图

Fig. 9 Strain and stress distribution of cross-section of specimens

式中: N 和 M 分别为轴向荷载和弯矩, Kh_0 为试件截面混凝土受压区高度。

根据式(5)和(6),可以求出不同受压区高度时 M 值,进而计算出试件截面的弯矩 - 曲率关系。

弯矩 M 根据下式计算:

$$M = M_V + M_N \quad (7)$$

$$M_V = \begin{cases} PH; & P < P_y \\ P(H - l_p); & P \geq P_y \end{cases} \quad (8)$$

$$M_N = N \cdot d_{cs} \quad (9)$$

式中: M_V 为由施加的水平荷载产生的弯矩; M_N 为轴向荷载对计算截面产生的弯矩; P 为施加的水平荷载; H 为水平加载点到试件固定端的距离,取 $H = 550 \text{ mm}$; l_p 为试件塑性铰区段长度,取 $l_p = 0.5h_0$; h_0 为试件截面有效高度; N 为施加的轴向荷载; P_y 为试件屈服荷载; d_{cs} 为试件顶点的水平位移。

按照结构力学原理,未锈蚀试件顶点位移 d 与塑性铰区曲率 φ 的关系为

$$d = \begin{cases} \varphi \frac{H^2}{3}; & \varphi \leq \varphi_y \\ \varphi_y \frac{H^2}{3} + (\varphi - \varphi_y)l_p(H - l_p); & \varphi > \varphi_y \end{cases} \quad (10)$$

式中: φ_y 为试件的屈服曲率,与 P_y 相对应。

通过对试验结果的分析和拟合,锈蚀试件顶点位移 d_{cs} 可由下式计算:

$$d_{cs} = d(1 - p) \quad (11)$$

式中 p 为试件中的钢筋锈蚀率。

图 10 为计算所得的部分试件骨架曲线与试验骨架曲线的比较。由图可知,加固试件的计算骨架曲线与试验骨架曲线基本吻合,尤其是在试件达到最大荷载前,试验骨架曲线与计算骨架曲线非常相符,说明本文提出的计算方法是可行的,在试件达到极限荷载后的下降段,有些试件计算值稍大。

4.2 位移延性系数计算

根据文献[1~3]的试验结果,可以得出锈蚀试件与未锈蚀试件位移延性系数之间关系:

$$\frac{\mu_{\Delta\text{cor}}}{\mu_{\Delta}} = \frac{1 - p}{1 + p} \quad (12)$$

式中: $\mu_{\Delta\text{cor}}$ 为锈蚀试件的位移延性系数, μ_{Δ} 为未锈蚀试件的位移延性系数。

根据本文与文献[1]的试验结果并参考文献[11]给出未锈蚀试件位移延性系数的计算公式:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\sqrt{1 + 20\alpha_w\lambda_w}}{0.045 + 1.1\lambda_N} \quad (13)$$

式中: α_w 为与箍筋形式有关的系数,对于普通箍筋, $\alpha_w = 1.0$; $\lambda_w = \rho_w\alpha_f$, ρ_w 为体积配箍率, $\alpha_f = f_{yv}/f_c$, f_{yv} 为箍筋屈服强度, f_c 为混凝土轴心抗压强度; λ_N 为试件的轴压比。

对于重新浇注混凝土保护层或使用碳纤维布加固的锈蚀试件,位移延性系数按下式计算:

$$\mu_{\Delta\text{str}} = \frac{\sqrt{1 + 30\alpha_w\lambda_s}}{0.045 + 1.1\lambda_N} \quad (14)$$

式中: $\mu_{\Delta\text{str}}$ 为修复试件的位移延性系数; $\lambda_s = \rho_s\alpha_{fs}$, ρ_s 为总配箍率, $\alpha_{fs} = f_{yv}/f_{cs}$, f_{cs} 为修复后混凝土的轴心抗压强度。

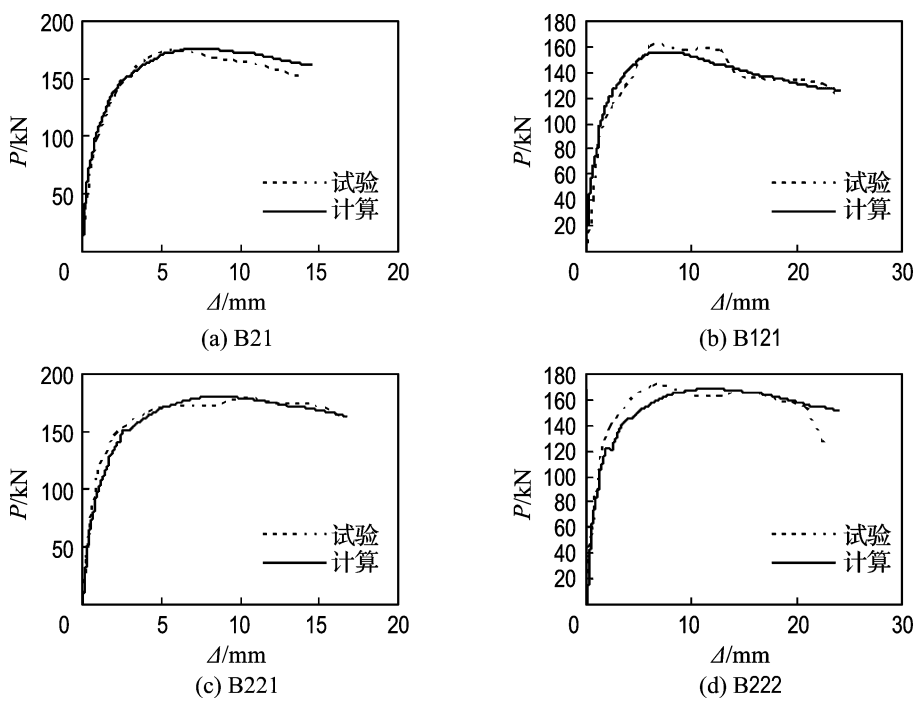


图 10 部分试件骨架曲线试验结果与计算结果比较

Fig. 10 Comparison between analytical and experimental results of skeleton curves of some specimens

总体积配箍率 ρ_s 按下式计算：

$$\rho_s = \rho_w + \nu \frac{2n_{cf}t_{cf}(b+h)}{bh} \frac{f_{cf}}{f_{yv}} \tag{15}$$

式中： ν 为碳纤维布的有效约束系数， $\nu = \epsilon_u / \epsilon_{cfu}$ ， ϵ_u 为试件破坏时碳纤维布的应变， ϵ_{cfu} 为碳纤维布的极限应变； n_{cf} 为碳纤维布粘贴层数； t_{cf} 为单层碳纤维布厚度； b 为柱截面宽度； h 为柱截面高度； f_{cf} 为碳纤维布的抗拉强度； f_{yv} 为箍筋的抗拉强度。

试件位移延性系数试验值与计算值比较见表 3。

表 3 试件位移延性系数试验值 $\mu_{\Delta 1}$ 与计算值 $\mu_{\Delta 2}$

Tab. 3 Experimental and analytical results of ductility factor $\mu_{\Delta 1}$ and $\mu_{\Delta 2}$ of the specimens

编号	$\mu_{\Delta 1}$	$\mu_{\Delta 2}$	$ \mu_{\Delta 1} - \mu_{\Delta 2} / \mu_{\Delta 1}$
A0	3.60	4.19	16.4%
B121	9.81	10.21	4.08%
B2	3.58	3.62	1.23%
B21	6.81	6.60	3.08%
B221	7.46	7.26	2.68%
B222	10.59	10.69	0.94%
B3	2.96	2.98	0.68%
B31	5.53	4.90	11.30%
B321	7.60	6.60	13.16%
C2	4.70	4.16	11.50%
C221	6.96	7.04	1.15%

5 结 论

- (1)使用碳纤维布加固锈蚀钢筋混凝土试件可以显著改善试件的延性和耗能能力；
- (2)碳纤维布约束作用使因锈蚀可能出现的脆性破坏重新转化为塑性破坏；
- (3)锈蚀试件的延性系数与钢筋锈蚀量有关，加固试件的延性系数与加固材料的强度和总体积配箍率有关。

参考文献：

[1] 贡金鑫,仲伟秋,赵国藩. 受腐蚀钢筋混凝土偏心受压试件低周反复性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, **25**(5):92-104

[2] 史庆轩,牛荻涛,颜桂云. 反复荷载作用下锈蚀钢筋混凝土压弯试件恢复力性能的试验研究[J]. 地震工程与工程震动, 2000, **20**(4):44-50

[3] 牛荻涛,陈新孝,王学民. 锈蚀钢筋混凝土压弯试件抗震性能试验研究[J]. 建筑结构, 2004, **34**(10):36-38

[4] BELARBI A, BAE Sang-wook. An experimental study on the effect of environmental exposures and

corrosion on RC columns with FRP composite jackets [J]. **Composites Part B:Engineering**, 2007, **38**(6): 674-684

[5] LEE Han-seung, TOMOSAWA F, NOGUCHI T. An experimental study on the retrofitting effects of reinforced concrete columns damaged by rebar corrosion strengthened with carbon fiber sheets [J]. **Cement and Concrete Research**, 2003, **33**(4):563-570

[6] MORETTIA M, TASSIOS T P. Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results [J]. **Engineering Structures**, 2007, **29**(8):2018-2029

[7] GALAL K, ARAFA A, GHOBARAH A. Retrofit of RC square short columns [J]. **Engineering Structures**, 2005, **27**(5):801-813

[8] PARVIN A, WANG Wei. Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic lateral loads [J]. **Composite Structures**, 2002, **58**(4):539-549

[9] 敬登虎,曹双寅. 方形截面混凝土柱FRP约束下的轴向应力 - 应变曲线计算模型[J]. 土木工程学报, 2005, **38**(12):32-37

[10] 贡金鑫,李金波,赵国藩. 受腐蚀钢筋混凝土试件的恢复力模型[J]. 土木工程学报, 2005, **38**(11): 38-44

[11] 翁义军,冯世平. 房屋结构抗震设计[M]. 北京:地震出版社, 1990

Experimental research on ductile behavior
of corroded reinforced concrete column confined with CFRP

LI Jin-bo, GONG Jin-xin*

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: An experimental study was conducted on corroded reinforced concrete (RC) columns confined with carbon fiber-reinforced plastic (CFRP) composites to evaluate their seismic-resistance behavior. The low cyclic horizontal loading test was carried out using RC columns damaged by different degrees of rebar corrosion and strengthened with CFRP under different degrees of axial load. The experimental results show that retrofit technique of shear strengthening using CFRP is very effective and prevents shear cracks from growing and improves the ductility of RC columns with corroded rebars, and the failure of corroded specimen may become plastic from brittle due to the confining effect of CFRP, the hysteretic characteristic is enhanced obviously and the seismic-resistance behavior improved considerably.

Key words: reinforced concrete; corrosion; strengthening; seismic-resistance; carbon fiber-reinforced plastic (CFRP)