文章编号:1674-2974(2024)05-0022-12 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024044

CFRP-PE-不锈钢筋混凝土短柱的设计方法研究

王志滨[1†],宋培[1],徐辉[1],邱瑞明[1,2],张健斌[1]
(1. 福州大学 土木工程学院,福建 福州 350108;
2. 福建鑫陆建设集团有限公司, 福建 福州 350315)

摘 要:进行了17个CFRP-PE-不锈钢筋混凝土短柱和8个对比试件的轴压试验,探究不锈钢种类、箍筋间距、CFRP厚度、PE厚度对该类组合柱的破坏模态、荷载-应变曲线、极限应变、极限承载力、延性的影响规律.试验结果表明:在CFRP和混凝土间设置PE垫层能提高该类组合短柱的延性和变形能力,并降低其承载力;增大CFRP厚度可提高其承载力和极限应变,但试件表现出增大的脆性;减小箍筋间距或增大钢筋强度可显著提高其承载力、峰值应变和延性.建立了有限元模型,有限元分析表明:增大PE厚径比会显著提高该类组合短柱的变形能力和延性,并降低CFRP对其承载力的影响;增大配箍率、不锈钢强度、CFRP抗拉强度、CFRP厚度可提升该类组合短柱的极限应变与承载力;提高混凝土强度会提高该类组合短柱的峰值承载力,但降低其极限应变.最终建议了该类组合短柱的延性设计方法、承载力模型和极限应变模型.

关键词:CFRP-PE-不锈钢筋混凝土;PE垫层;延性设计;承载力模型;有限元模型
中图分类号:TU398.9;TU317.1 **文献标志码**:A

Study on Design Method of CFRP-PE-stainless Steel-reinforced Concrete Short Column

WANG Zhibin[1†], SONG Pei[1], XU Hui[1], QIU Ruiming[1,2], ZHANG Jianbin[1]
(1. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China;
2. Fujian Xinlu Construction Group Co. Ltd., Fuzhou 350315, China)

Abstract: Axial compression tests of 17 CFRP-PE-stainless steel-reinforced concrete (CPSSRC) short columns and 8 counterparts were carried out to investigate the influences of the stainless steel type, hoop spacing, CFRP thickness, and PE thickness on the failure mode, load versus strain curve, ultimate strain, ultimate strength and ductility of the CPSSRC short column. The experimental results showed that the PE cushion between CFRP and concrete improved the ductility of the CPSSRC column and reduced its ultimate strength. Increasing the CFRP thickness improved the ultimate strength and ultimate strain of the CPSSRC short column, but increased the brittleness. Reducing hoop spacing or increasing steel strength improved the ultimate strength, peak strain, and ductility of the column. A finite element (FE) model was established. The FE analysis showed that increasing the

* **收稿日期**:2023-04-11
基金项目:国家自然科学基金面上项目(52178122),National Natural Science Foundation of China (52178122);泉州市科技计划项目(2021C015R),Quanzhou City Science and Technology Program (2021C015R)
作者简介:王志滨(1979—),男,福建惠安人,福州大学教授,博士
† 通信联系人,E-mail:wangzhibin@fzu.edu.cn

thickness-to-diameter ratio of the PE cushion significantly improved the deformation capacity and ductility of the CPSSRC short column and reduced the effect of CFRP on its ultimate strength. Increasing the hoop ratio, stainless steel strength, CFRP tensile strength, and CFRP thickness improved the ultimate strain and ultimate strength of the CPSSRC short column. Increasing the concrete strength improved the ultimate strength of the CPSSRC short column but reduced its ultimate strain. Finally, a ductile design method, ultimate strength model, and ultimate strain model for the CPSSRC short column were proposed.

Key words: CFRP-PE-stainless steel-reinforced concrete; polyethylene (PE) cushion; ductile design; ultimate strength model; finite element (FE) model

钢筋混凝土结构普遍存在钢筋易锈蚀和延性差的问题.为了进一步提高钢筋混凝土构件的耐久性和延性,使其用于沿海的抗震设防区域,本文建议了一种新型“CFRP-PE-不锈钢筋混凝土柱”(如图 1 所示):在组合柱内部设置耐久性较高的不锈钢筋笼,外部环向包裹 CFRP 可阻止腐蚀性介质的侵蚀;聚乙烯(PE)垫层又可延缓环向 CFRP 约束作用的发生,使得 CFRP 主要用于提高组合柱的延性和变性能力,并避免出现传统 CFRP 环向加固框架结构存在的“强构件弱节点”的不利情况.

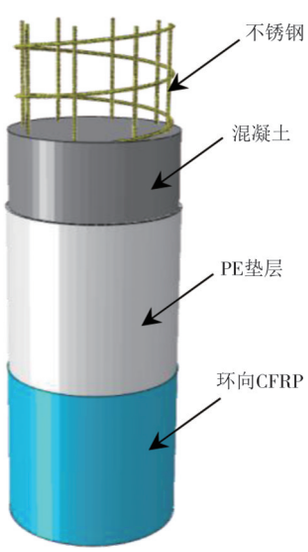


图 1　CFRP-PE-不锈钢筋混凝土组合柱

Fig.1　CFRP-PE-stainless steel-reinforced concrete (CPSSRC) composite column

近年来,研究者针对不锈钢筋混凝土构件和 CFRP 约束钢筋混凝土构件开展了大量研究.文献[1]进行了不锈钢筋混凝土梁的静力试验,文献[2]进行了不锈钢筋混凝土小偏压柱的静力试验.其研究表明:不锈钢筋混凝土构件的延性和变形能力远超普通钢筋混凝土构件.文献[3]进行了加速锈蚀试验后不锈钢筋混凝土梁的抗弯实验研究,发现不锈钢筋锈蚀以坑蚀为主,其锈胀裂缝宽度小于普通钢筋混凝土梁.文献[4-8]进行了 FRP 约束钢筋混凝土组合短柱的轴压试验,发现环向包裹 FRP 可显著提高钢筋混凝土轴压柱的承载力和变形能力,但 FRP 断裂时该类组合柱表现出较大脆性.为进一步提高构件延性,文献[9]尝试在环向 CFRP 和钢管混凝土构件间设置塑料垫层,试验表明该措施可有效提高钢管混凝土短柱的变形能力和延性.文献[10]接着进行了带缓冲垫层的 FRP 约束钢管混凝土柱的滞回试验,发现设置缓冲垫层可显著提高该类构件的变形能力和抗震性能.

综上,现有研究多集中于不锈钢筋混凝土构件和 CFRP 约束钢筋混凝土构件的研究,到目前尚未见采用 CFRP 对不锈钢筋混凝土柱进行延性加固的研究被报道.因此,本文进行了 17 个 CFRP-PE-不锈钢筋混凝土短柱和 8 个对比试件的轴压试验;建立有限元模型开展机理分析和参数分析;最终提出该类组合柱的延性设计方法(即 PE 垫层设计方法),并建议其轴压承载力和极限应变的计算方法.

1　试验研究

1.1　试件设计

进行了 17 个 CFRP-PE-不锈钢筋混凝土短柱和 8 个对比试件的轴压试验,所有构件长度 H、直径 D 和保护层厚度 c 统一取为 600 mm、244 mm 和 22 mm.主要变化参数为:箍筋间距 S、钢材种类、CFRP 厚度 t_{CFRP} 和 PE 厚度 t_E.构件详细参数列于表 1 中,表中

表1 主要试验参数和实测结果表

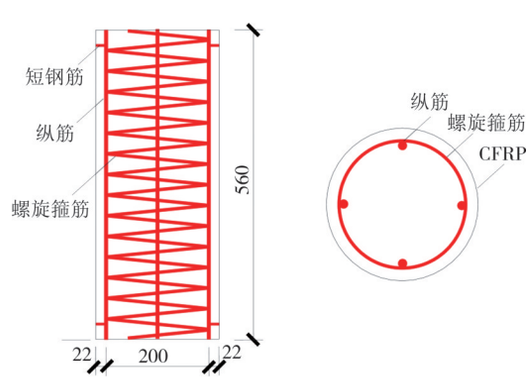
Tab. 1 Main experimental parameters and measured results

试件编号	$D\times t_{CFRP}\times t_E$/(mm×mm×mm)	箍筋/mm	纵筋/mm	f_{CFRP}/MPa	f_y或$\sigma_{0.2}$/MPa	N_{ue}/kN	N_{uFE}/kN	N_{uc}/kN	ε_{ue}/με	ε_{uc}/με	$\varepsilon_{h,rup}$/με	*DI*
A1-1-20a	244×0.111×0.37	Ø5.56@20	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 554.2	2 500.6	2 491.8	14 825	17 180.7	12 781	6.72
A1-1-20b	244×0.111×0.37	Ø5.56@20	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 546.1	2 500.6	2 491.8	10 887	17 180.7	11 274	6.64
A1-1-40a	244×0.111×0.37	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 135.9	2 222.3	2 125.7	11 400	12 144.5	11 007	5.71
A1-1-40b	244×0.111×0.37	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	1 890.9	2 222.3	2 125.7	7 324	12 144.5	8 683	6.55
A1-1-60	244×0.111×0.37	Ø5.56@60	4Ø5.56	4 123.8	313.4	1 939.3	2 113.0	2 037.0	4 409	10 570.3	10 252	5.41
A1-2-40	244×0.111×0.9	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 014.4	2 027.0	2 079.1	10 704	14 590.2	11 321	7.39
A1-3-40	244×0.111×1.28	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 053.1	1 994.1	2 058.1	4 473	15 992.6	9 296	7.88
A2-1-40	244×0.222×0.37	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 647.9	2 690.5	2 400.6	13 482	17 588.0	10 317	5.65
A2-1-60	244×0.222×0.37	Ø5.56@60	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 537.6	2 325.5	2 279.4	11 594	15 866.1	10 954	5.60
A0-0-40	244×0×0	Ø5.56@40	4Ø5.56	—	313.4	1 788.6	1 929.5	1 720.3	5 452	5 552.0	—	4.51
A1-0	244×0.111×0	—	—	4 123.8	—	2 414.3	2 175.1	2 460.4	5 086	7 319.0	11 966	4.41
A1-0-40a	244×0.111×0	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 715.4	2 414.8	2 219.8	9 922	10 900.2	15 435	4.59
A1-0-40b	244×0.111×0	Ø5.56@40	4Ø5.56	4 123.8	313.4	2 644.7	2 414.8	2 682.4	9 992	10 900.2	15 709	4.20
C1-0-40	244×0.111×0	Ø5@40	4Ø5	4 123.8	582.4	2 846.0	2 414.9	2 682.4	11 525	12 713.1	13 894	4.93
B1-1-40	244×0.111×0.37	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 329.8	2 308.4	2 167.4	11 329	13 482.7	13 381	6.31
B1-2-20a	244×0.111×0.9	Ø5.48@20	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 653.2	2 532.6	2 167.4	15 457	24 863.4	10 059	7.95
B1-2-20b	244×0.111×0.9	Ø5.48@20	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 634.8	2 654.6	2 047.8	12 560	24 863.4	7 044	6.64
B1-2-40a	244×0.111×0.9	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 079.7	2 136.8	2 143.5	9 531	16 320.8	10 392	7.85
B1-2-40b	244×0.111×0.9	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 151.8	2 136.8	2 228.2	9 600	16 320.8	6 698	6.49
B1-2-60	244×0.111×0.9	Ø5.48@60	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 087.5	1 965.3	2 219.8	12 389	13 644.4	12 377	7.39
B1-3-40	244×0.111×1.28	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 093.6	2 032.2	2 682.4	9 584	17 948.2	9 657	7.98
B2-2-60	244×0.222×0.9	Ø5.48@60	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 337.5	2 435.6	2 682.4	14 565	20 598.5	12 814	3.59
B0-0-40	244×0×0	Ø5.48@40	4Ø5.48	—	410.8	1 809.2	2 065.2	1 783.2	3 139	4 429.0	—	4.64
B1-0-40a	244×0.111×0	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 831.9	2 477.4	2 575.0	11 031	11 873.7	17 474	4.68
B1-0-40b	244×0.111×0	Ø5.48@40	4Ø5.48	4 123.8	410.8	2 656.1	2 477.4	2 575.0	9 850	11 873.7	14 676	5.19

注:试件编号中“A、B、C”分别代表采用低强不锈钢钢筋笼、高强不锈钢钢筋笼、HRB500碳素钢筋笼;第一个数字为CFRP层数;第二个数字“0、1、2、3”代表PE厚度分别为0 mm、0.37 mm、0.90 mm、1.28 mm;第三个数字为箍筋间距;“a、b”代表两根相同试件.

$\varepsilon_{h,rup}$为CFRP实测断裂应变,$\sigma_{0.2}$和f_y分别为不锈钢筋名义屈服强度和碳素钢筋屈服强度,ε_{ue}和ε_{uc}分别为组合柱的实测极限压应变和简化计算极限压应变,N_{ue}、N_{uFE}和N_{uc}分别为组合柱的实测承载力、有限元预测承载力和简化计算承载力.

构件尺寸与配筋详图如图2所示.试件制作过程如下:将试件的纵筋与螺旋箍筋点焊成钢筋笼;箍筋上焊接若干短钢筋用于形成保护层;浇筑混凝土并养护28 d;将上端面打磨平整;包裹PE垫层;包裹环向CFRP;同时为防止试件发生端部破坏,在试件两端100 mm宽范围内多包裹一层CFRP.



(a)主视图 (b)俯视图

图2 构件尺寸图(单位:mm)

Fig. 2 Dimensions of specimens(unit:mm)

1.2 材料性能

钢材静力性能指标列于表2中.其中f_u为极限抗拉强度;n=ln20/ln($\sigma_{0.2}/f_{0.01}$)为不锈钢应变强化指数,$f_{0.01}$为0.01%残余应变对应的应力;E_s为弹性模量;δ为延伸率.

本文采用名义厚度为0.111 mm的单向碳纤维布,实测抗拉强度f_{CFRP}、弹性模量E_{CFRP}和极限拉应变ε_{CFRP}分别为4 123.8 MPa、2.56×10^5 MPa和0.016 2.实

表 2　实测钢材性能

Tab.2　Measured steel properties

钢材类型	d/mm	f_y或$\sigma_{0.2}$/MPa	f_u/MPa	E_s/MPa	δ/%	n
304不锈钢	5.56	313.4	735.0	1.93×10^5	61.0	5.1
QN1803不锈钢	5.48	410.8	767.5	1.88×10^5	53.7	5.3
碳素钢	5	582.4	638.4	2.06×10^5	14.7	—

测混凝土坍落度为68 mm,混凝土圆柱体抗压强度f_c'为38.8 MPa,弹性模量E_c为37 144 MPa,泊松比μ_c为0.215.

1.3　加载方案

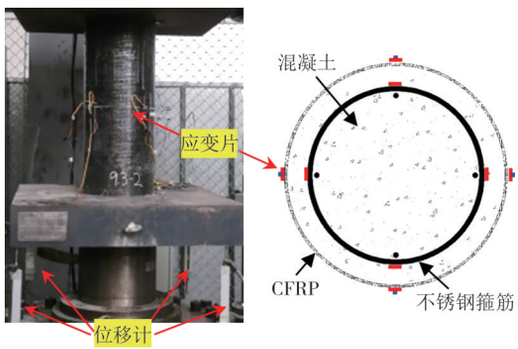
试验在500 t压力机上进行,试验装置如图3所示.用加载板下的4个位移计和贴在试件中截面的4个纵向应变片测量构件轴向变形.同时在试件中截面的箍筋、混凝土和CFRP的外表面各贴4个环向应变片.

实验采用如下加载制度:首先采用力控,每级荷载为$0.1N_{uFE}$;当达到$0.7N_{uFE}$时,改为位移控制,以0.5 mm/min的速度连续加载至破坏.

2　试验结果与分析

2.1　试验现象及分析

图4为所有试件的破坏模态.CFRP约束素混凝土对比构件(A1-0)破坏时由于大部分CFRP失效,



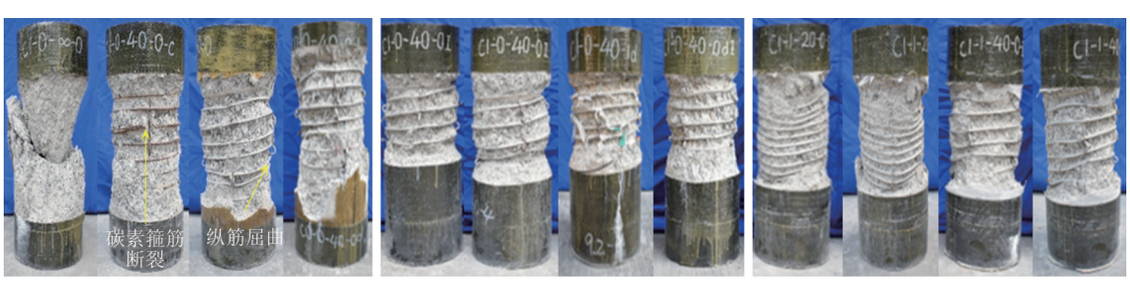
(a)位移计布置图　　(b)应变片布置图

图3　试验装置

Fig.3　Test setup

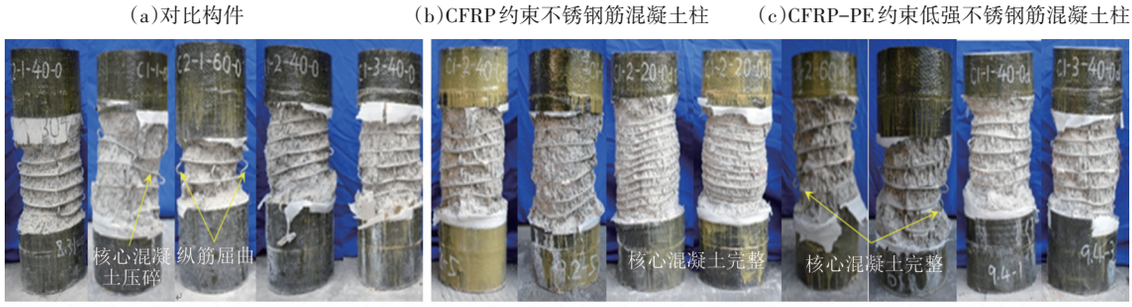
混凝土被完全压碎.因碳素钢筋的变形能力较差,CFRP-碳素钢筋混凝土对比构件(C1-0-40)破坏时表现为碳素箍筋被拉断,试件整体轴向变形小(<0.02).不锈钢筋混凝土对比构件(A0-0-40)破坏时表现为混凝土保护层剥落和纵筋屈曲,但其环向箍筋未被拉断.而不锈钢箍筋具有较大变形能力,这就导致组合柱在发展了较大轴压变形后(>0.04)仍具有较高的剩余承载力.

CFRP约束不锈钢筋混凝土柱和CFRP-PE-不锈钢筋混凝土柱的破坏模态较为接近,均表现为:CFRP环向断裂、混凝土保护层剥落和纵筋屈曲,最终试件发展了较大的轴压变形.但前者在CFRP断裂后表现出较大的脆性,承载力出现突降;而后者的承



A1-0　C1-0-40　A0-0-40　B0-0-40　A1-0-40a　A1-0-40b　B1-0-40a　B1-0-40b　A1-1-20a　A1-1-20b　A1-1-40a　A1-1-40b

(a)对比构件　(b)CFRP约束不锈钢筋混凝土柱　(c)CFRP-PE约束低强不锈钢筋混凝土柱



A2-1-40　A1-1-60　A2-1-60　A1-2-40　A1-3-40　B1-2-40a　B1-2-40b　B1-2-20a　B1-2-20b　B1-2-60　B2-2-60　B1-1-40　B1-3-40

(d)CFRP-PE约束低强不锈钢筋混凝土柱　(e)CFRP-PE约束高强不锈钢筋混凝土柱

图4　所有构件破坏模态

Fig.4　Failure modes of all specimens

载力下降较为缓慢,表现出改善的延性.CFRP-PE-不锈钢筋混凝土柱B1-2-20a与B1-2-60相比,箍筋内的混凝土完整性较好,原因是加密箍筋的约束效果更好.

2.2 荷载N-纵向应变ε曲线

图5给出了PE厚度t_E对该类组合柱N-ε曲线的影响,可见:t_E为0 mm时,N-ε曲线在达到峰值荷载后呈断崖式突降;而t_E增大到1.28 mm时,其N-ε曲线达到峰值荷载后逐级缓慢下降.这说明设置PE垫层延缓了环向CFRP约束力的发生和发展,当混凝土发展了较大的纵向变形(即将进入软化段)时CFRP才开始发挥约束作用,因此该约束作用只能用于提高混凝土的剩余承载力,即改善混凝土的延性.

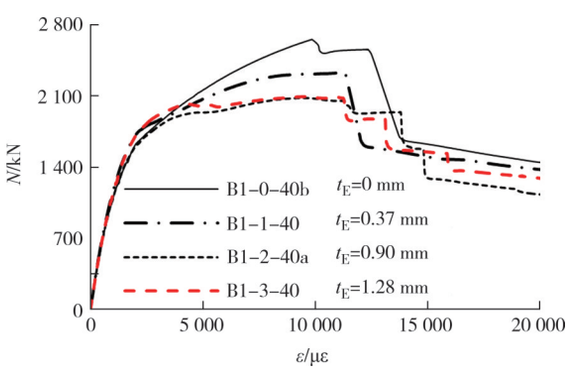


图5 PE厚度对N-ε曲线的影响

Fig.5 Effect of PE thickness on N-ε curves

图6给出了CFRP层数对该类组合柱N-ε曲线的影响,可见在其他参数相同的情况下,该类组合柱的承载力和峰值应变随着CFRP层数(或厚度)的增大而增大,但是构件表现出更大的脆性.

图7给出了箍筋间距对该类组合柱N-ε曲线的影响.当箍筋间距由60 mm减小为20 mm时,箍筋约束力增强导致该类组合柱的极限应变、极限承载力、剩余承载力显著提高.但是三条曲线的承载力下降幅度基本一致,原因是承载力下降均由相同厚度的CFRP断裂引起.

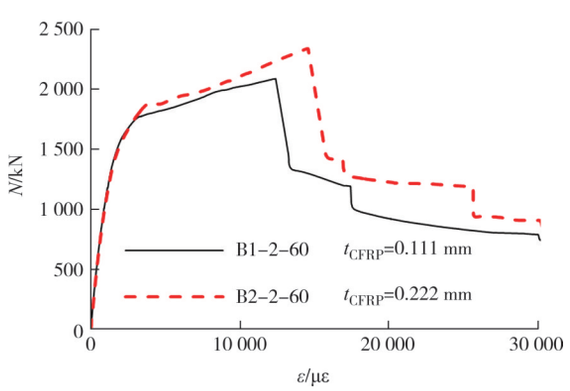


图6 CFRP层数对N-ε曲线的影响

Fig.6 Effect of CFRP number on N-ε curve

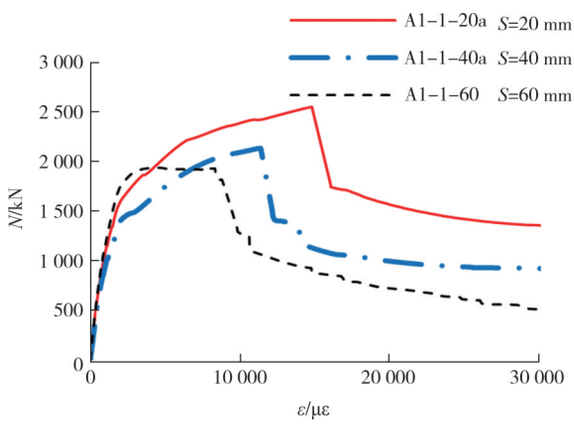


图7 箍筋间距对N-ε曲线的影响

Fig.7 Effect of stirrup spacing on N-ε curves

图8给出了钢筋名义屈服强度对该类组合柱N-ε曲线的影响.可见增大钢筋强度可显著提高其承载力和极限应变.原因是箍筋强度越高,其提供的约束力越大.

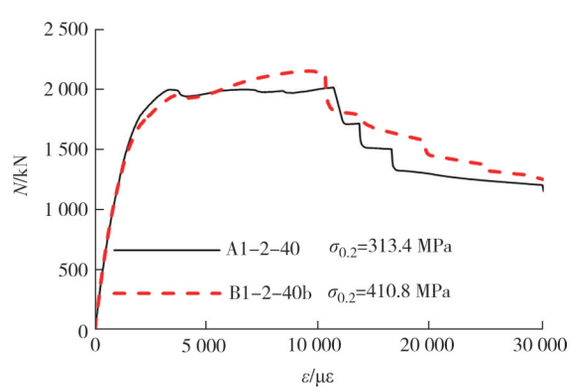


图8 钢材强度对N-ε曲线的影响

Fig.8 Effect of steel strength on N-ε curves

2.3 极限应变

由图9(a)可见采用0.37 mm、0.9 mm厚的PE垫层后采用低强不锈钢的组合柱的极限应变分别提高了14.9%和7.88%;采用0.37 mm、0.9 mm、1.28 mm厚的PE垫层后采用高强不锈钢的组合柱的极限应变分别提高了15.0%、14.7%和14.2%.原因是PE垫层延缓了环向CFRP约束力的发生和发展,而该约束力提高了混凝土剩余承载力和变形能力,使得N-ε曲线出现了一个更长的峰值平台段.由图9(b)可见箍筋间距S从20 mm增大到60 mm时,采用低强不锈钢

组合柱的极限应变降低了70.3%,采用高强不锈钢组合柱的极限应变降低了20%,原因是箍筋间距增大,约束力降低,导致极限应变降低.由图9(c)可见CFRP厚度t_{CFRP}由0.111 mm增加到0.222 mm时,采用低强不锈钢和高强不锈钢的组合柱的极限应变分别提高了18.3%和17.6%,原因是CFRP厚度越大,其提供的约束力越大.

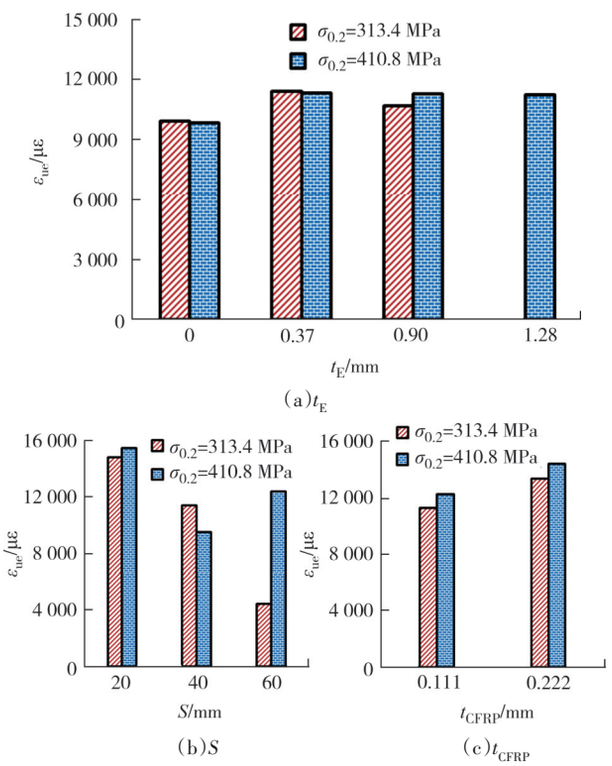


图9　各参数对极限应变的影响

Fig.9　Effect of parameters on ultimate strain

2.4　轴压承载力

由图10(a)可见采用PE垫层后CFRP-PE-不锈钢筋混凝土柱的轴压承载力N_{ue}下降了17.7%~26.6%,这说明设置PE可有效降低环向CFRP对该类组合柱轴压承载力的影响.同时可见:采用高强不锈钢筋笼后,该类组合柱的承载力提高了6%~7%,原因是高强不锈钢箍筋拥有更高的强度,可提供更大的约束力.由图10(b)可见箍筋间距S由20 mm增加到60 mm时采用低强不锈钢的组合柱的承载力降低了23.8%,原因是箍筋间距越大,其提供的约束力越小.由图10(c)可见CFRP厚度t_{CFRP}由0.111 mm增加到0.222 mm时,采用低强不锈钢和高强不锈钢的组合柱的承载力分别提高了24%和12%,原因是CFRP的约束力随着其厚度的增加而增加.

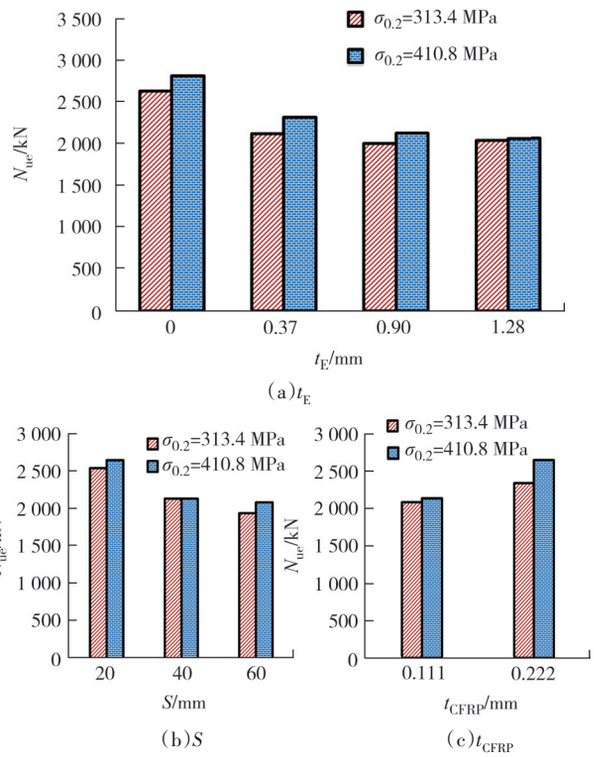


图10　各参数对极限承载力的影响

Fig.10　Effect of parameters on the ultimate strength

2.5　延 性

本文采用文献[11]建议的如下延性系数(DI=$\varepsilon_{85\%}/\varepsilon_y$,其中$\varepsilon_y$=$\varepsilon_{75\%}$/0.75,$\varepsilon_{75\%}$为荷载上升到0.75$N_{ue}$时对应的纵向应变;$\varepsilon_{85\%}$为荷载下降到0.85$N_{ue}$时对应的纵向应变)来衡量构件延性.

由图11(a)可见该类组合柱的延性随着PE厚度t_E的增大而增大.采用高强和低强不锈钢的组合柱在设置1.28 mm厚PE垫层后,其延性分别提高了171.6%和148.1%.由图11(b)可见该类组合柱的延性随着箍筋间距S的增大而降低.箍筋间距由20 mm增加为60 mm,该类组合柱的延性系数有着不同程度的降低.原因是箍筋间距越大,不锈钢箍筋的约束效果越弱,CFRP断裂后的剩余承载力也越低.由图11(c)可见当CFRP厚度t_{CFRP}由0.111 mm增加到0.222 mm时,采用低强不锈钢和高强不锈钢的组合柱的延性分别降低了1.1%和5.1%,原因是CFRP厚度越大,对混凝土的约束力越大,其断裂引起的承载力损失越大,因此脆性越大.

2.6　约束效应

图12给出了典型试件的相对荷载N/N_{ue}-环向应变曲线,可发现:1)设置PE垫层可有效地延缓环向

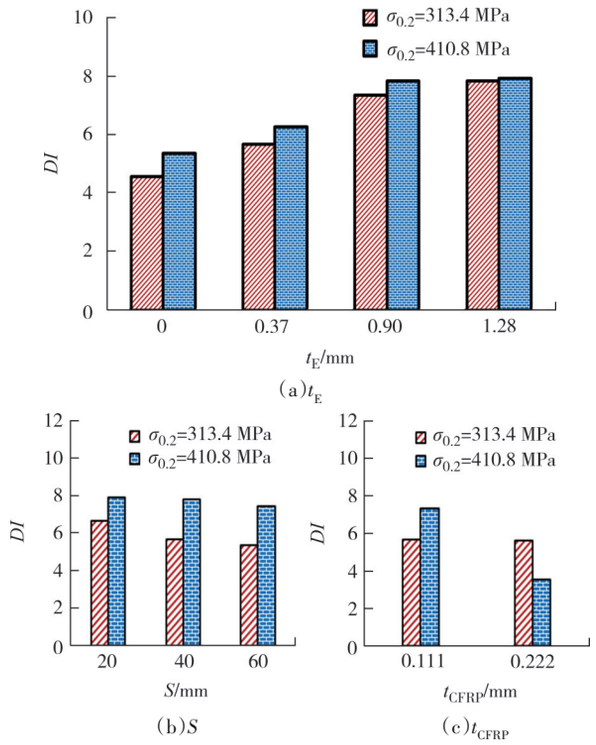


图 11 各参数对延性的影响

Fig.11 Effect of parameters on ductility

CFRP的拉应变的发展速度,因此试件B1-2-40a的CFRP拉应变值始终小于对比试件B1-0-40a;2)对于设置了PE垫层的试件B1-2-40a,箍筋的环向拉应变始终大于CFRP的环向拉应变,这说明箍筋先发生约束作用,而CFRP后发挥约束作用,PE成功延缓了CFRP约束作用的发生.

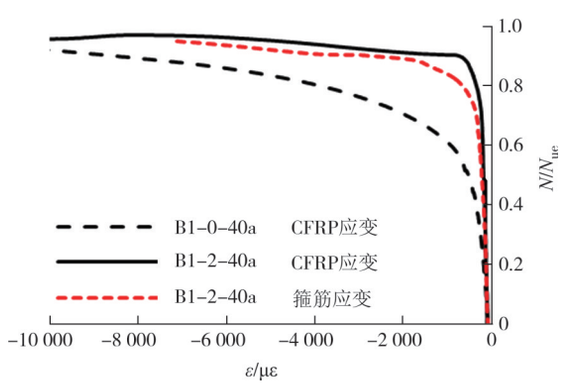


图 12 实测 N/N_{ue}-环向应变曲线

Fig.12 Measured N/N_{ue} versus lateral strain curves

图13给出了典型试件的荷载N-混凝土外表面环向应变/纵向应变$\varepsilon_c/\varepsilon_1$曲线.可见设置PE垫层后,在相同荷载作用下,设置PE垫层的组合柱的$\varepsilon_c/\varepsilon_1$大于未设置PE垫层的组合柱.这说明在相同荷载作用下,设置PE垫层的组合柱的混凝土发展了更大的横向膨胀变形,原因是PE垫层延迟了CFRP约束作用的发生.

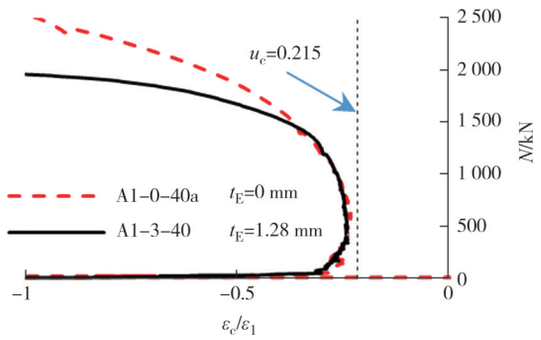


图 13 实测 $N-\varepsilon_c/\varepsilon_1$ 曲线

Fig.13 Measured N versus $\varepsilon_c/\varepsilon_1$ curves

表1中还给出了所有CFRP-PE-不锈钢筋混凝土构件的实测CFRP断裂应变$\varepsilon_{h,rup}$. $\varepsilon_{h,rup}/\varepsilon_{CFRP}$的平均值为0.65,这说明受内部PE垫层和CFRP形状的影响,CFRP的强度无法充分发挥出来.

3 有限元分析

本文进一步采用有限元软件ABAQUS开展该类足尺组合柱的理论分析.图14为该类组合柱的有限元模型.

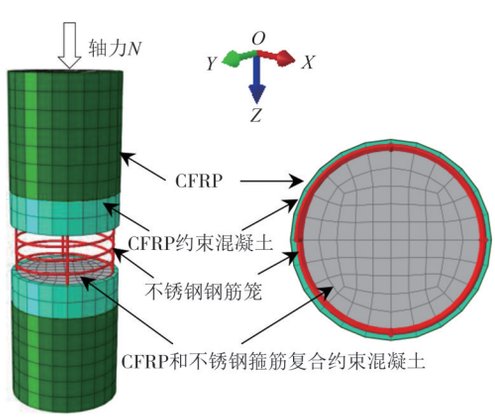


图 14 有限元模型

Fig.14 FE model

3.1 材料模型

不锈钢采用文献[12]建议的奥氏体不锈钢模型,碳钢采用文献[13]建议的四段式弹塑性模型,约束混凝土采用文献[14]建议的模型:

$$y=\begin{cases}\dfrac{Ax+Bx^2}{1+Cx+Dx^2}, & x\leqslant 1;\\ 1, & 1<x\leqslant \varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0};\\ R+(1-R)\times \mathrm{e}^{-\left(\frac{\varepsilon_{c0}x-\varepsilon_{cc}}{\alpha}\right)^{\beta}}, & \varepsilon_{cc}/\varepsilon_{c0}<x\end{cases}\tag{1}$$

$$\varepsilon_{c0} = 0.000\,76 + \sqrt{\left(0.626 \times f_c' - 4.33\right) \times 10^{-7}} \quad (2)$$

式中:$x=\varepsilon/\varepsilon_{c0}$;$y=\sigma/f_c'$;$A=\varepsilon_{c0}E_c/f_c'$;$B=(A-1)^2/0.55-1$;$C=A-2$;$D=B+1$;$\beta=1.2$;$f_r=Rf_c'$.

考虑到不锈钢箍筋约束混凝土和钢管约束混凝土仍存在一定差异,本文修正了强度剩余系数R、混凝土软化系数α,具体如下:

$$\alpha = 0.04 - 0.036/(1 + e^{24.32\xi_{c,r} - 3.49}) \quad (3)$$

$$R = 0.7 - 0.7e^{-5.52\xi_{c,r}} \quad (4)$$

其中不锈钢箍筋约束效应系数$\xi_{c,r}$采用式(5)计算:

$$\xi_{c,r} = \frac{2f_{l,s}}{f_c'} \quad (5)$$

不锈钢箍筋约束力$f_{l,s}$采用式(6)计算:

$$f_{l,s} = \frac{2A_s\sigma_{0.2}}{D_{cor}S} \quad (6)$$

式中:A_s为不锈钢箍筋截面积;S为箍筋间距;D_{cor}为箍筋轴线直径.

对于箍筋外CFRP单独约束混凝土,本文采用文献[15]建议的如下峰值应变计算公式:

$$\frac{\varepsilon_{uc}}{\varepsilon_{co}} = 0.85\left\{\left[1 + 0.75\left(\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}}\right)\right]^{0.7} - \exp\left[\left(-7\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}}\right)\right]\right\} \cdot \eta \quad (7)$$

$$\eta = \alpha + \beta_{CFRP}\frac{f_{l,CFRP}}{f_{co}} \quad (8)$$

式中:f_{co}为素混凝土峰值应力;ε_l为混凝土横向应变,未设置PE垫层时该值等于CFRP的环向断裂应变$\varepsilon_{h,rup}$[15];$\alpha=1$;$\beta_{CFRP}=8$;CFRP的约束力$f_{l,CFRP}$采用式(9)计算,其中0.65为PE垫层和CFRP形状对CFRP抗拉强度的影响系数.

$$f_{l,CFRP} = \frac{2 \times 0.65f_{CFRP}t_{CFRP}}{D} \quad (9)$$

对于CFRP和不锈钢箍筋共同约束混凝土,本文采用文献[16]建议的如下峰值应变预测公式:

$$\frac{\varepsilon_{uc}}{\varepsilon_{co}} = 0.85\left\{\left[1 + 0.75\left(\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}}\right)\right]^{0.7} - \exp\left(-7\frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_{co}}\right)\right\} \cdot \eta' \quad (10)$$

$$\eta' = \alpha + \beta_{CFRP} \cdot \frac{f_{l,CFRP}}{f_{co}} + \beta_{TRS} \cdot \frac{f_{l,S}}{f_{co}} \quad (11)$$

式中:$\beta_{TRS}=23.5/\sqrt{R_s}$;不锈钢筋与CFRP轴向刚度比$R_s=k_{steel}/k_{CFRP}$;$k_{steel}=E_sA_s/\pi D_{cor}$;$k_{CFRP}=E_{CFRP}\,t_{CFRP}S/\pi D$.

其膨胀角仍按文献[14]的如下建议计算:

$$\theta = \begin{cases} 56.3 \times (1 - \xi_c), \xi_c \leqslant 0.5; \\ 6.672 \times e^{\frac{7.4}{2.64 + \xi_c}}, \xi_c > 0.5 \end{cases} \quad (12)$$

复合约束效应系数ξ_c采用式(13)计算:

$$\xi_c = \frac{2f_{l,s}}{f_c'} + \frac{2f_{l,CFRP}}{f_c'} \quad (13)$$

本文采用ABAQUS中的“Lamina”材料来定义CFRP.将环向CFRP弹模采用实测弹模,采用“HASHIN DAMAGE”模型模拟CFRP失效[17].

由于PE垫层的强度和弹性模量非常小,因此在有限元模型中用空隙来代替PE垫层.

3.2　模型介绍

本文采用ABAQUS/Explicit进行分析.图14为组合柱三维受力模型.混凝土采用C3D8R单元;箍筋采用T3D2单元;CFRP采用4节点S4R单元.组合柱的接触包括:1)混凝土与箍筋间采用“Embedded region”接触,主区域为混凝土;2)混凝土与CFRP间仅定义法向硬接触关系.

该类组合柱的底端面采用固定边界,上端面约束除轴向位移外的其他自由度,并在上端面施加轴向位移进行加载.

3.3　模型验证

图15展示了试件B1-2-40a的有限元破坏模态和实测结果的比较.可见和实测结果一致,CFRP被拉断,其最大拉应变接近实测环向CFRP断裂应变值0.013 9;中截面混凝土保护层的压应力仅剩4.8 MPa,说明此处的混凝土已经进入下降段;环向不锈钢箍筋的拉应力达到590.2 MPa($>\sigma_{0.2}$),说明箍筋已屈服.

同时图16给出了荷载-纵向应变的数值模拟曲线与实测曲线的对比,可见有限元模型曲线总体与实测曲线吻合较好.同时也发现模拟曲线在突降后出现一个承载力迅速恢复阶段,原因是CFRP断裂将导致构件的纵向压应变和环向拉应变急剧增大,进一步导致环向箍筋的约束力迅速增大,从而在一定程度上迅速提高了核心混凝土的承载力;但是试验中可能因静态设备的采集频率较低,无法采集到以上现象.图17还给出了N_{ue}、N_{uFE}、ε_{ue}和ε_{uFE}的比较,N_{uFE}/N_{ue}的平均值μ和标准差SD分别为0.987和0.077,$\varepsilon_{uFE}/\varepsilon_{ue}$的$\mu$值和$SD$值分别为0.983和0.112.以上工作均说明该模型具有较好的预测精度,可用于进一步的理论分析.

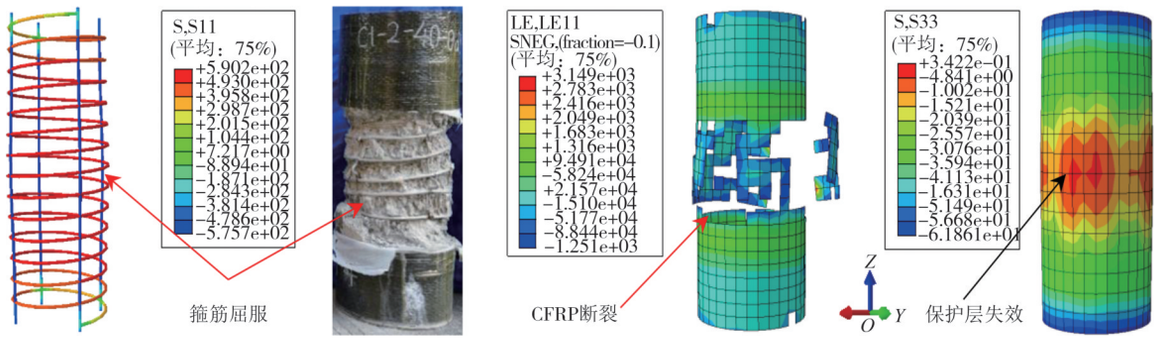
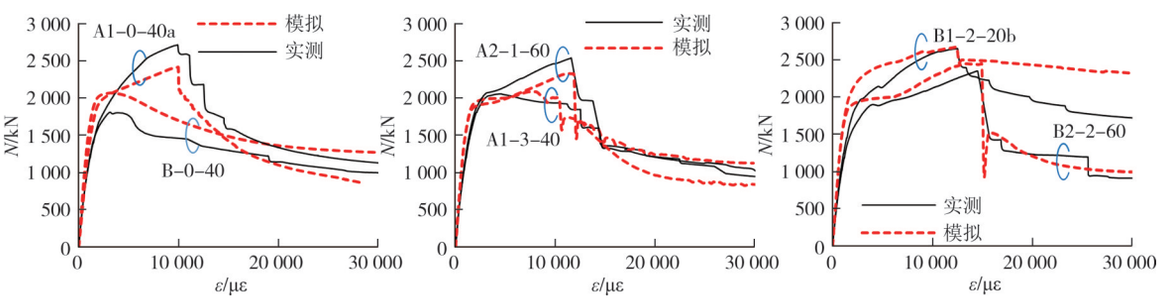


图 15 破坏模态验证

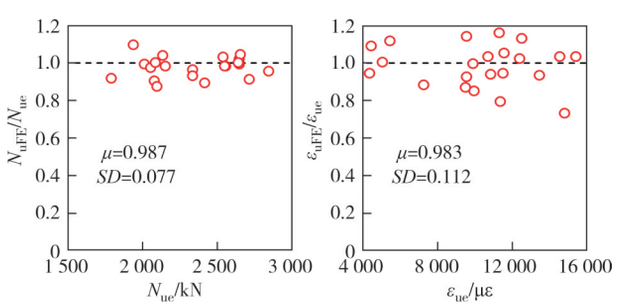
Fig.15 Failure mode verification



(a)对比构件 (b)304 试件 (c)QN1803 试件

图 16 有限元模型验证

Fig. 16 Verification of FE model



(a)N_{uFE}/N_{ue} (b)$\varepsilon_{uFE}/\varepsilon_{ue}$

图 17 有限元模拟承载力、峰值应变与实测结果的对比

Fig. 17 Comparison of FE ultimate strength, FE ultimate strain, and measured results

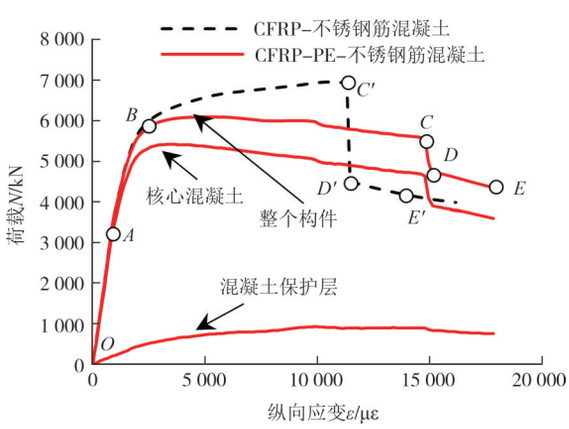


图 18 典型算例的 N–ε 曲线

Fig.18 N–ε curve of typical samples

3.4 理论分析

本文基于典型CFRP–PE–不锈钢筋混凝土算例(以下简称“典型算例”)和CFRP–不锈钢筋混凝土对比算例(以下简称“对比算例”)开展理论分析,典型算例主要参数具体如下:D=400 mm,H=1 200 mm,c=20 mm;d=9 mm,S=50 mm,$\sigma_{0.2}$=355 MPa,E_s=2.00×10^5 MPa,n=8,ρ_s=1.41%;t_{CFRP}=0.222 mm,E_{CFRP}=2.5×10^5 MPa,f_{CFRP}=3 000 MPa;混凝土采用C50;t_E=2 mm.对比算例除不设置PE垫层外,其余参数和典型算例相同.

如图18所示,典型算例的荷载N–纵向应变ε全曲线可分为5个阶段:

1)弹性段(OA).此时典型算例的环向变形小,CFRP未产生约束作用.两种组合柱的荷载–应变曲线基本重合.

2)弹塑性段(AB).A点时,典型算例的混凝土保护层的N–ε曲线达到峰值,导致其整体N–ε曲线刚度下降.

3)塑性段(BC).典型算例的承载力和切线刚度明显低于对比算例,典型算例的极限应变(C点)比对比算例(C'点)高20.9%.这说明采用合理的PE垫层厚度可实现只改善其延性和变形能力的目的,并降低CFRP对其承载力的影响.

4) 软化段(CD):典型算例的承载力仅下降了14.9%,远低于对比算例(38.5%),但其剩余承载力仍比对比算例高4.9%,试件的延性得到了大幅度的改善.同时可见典型算例的混凝土保护层的N-ε曲线并不存在明显下降段.原因是设置PE垫层可降低其承载力和CFRP的破坏程度.

5) 稳定阶段(DE):该阶段中典型算例的残余承载力较为稳定.

本文基于以上典型算例可研究如下参数对该类组合短柱轴压性能的影响规律:体积配箍率($\rho_s=\pi d^2/D_{cor}S$)、t_E/D、f_{CFRP}、t_{CFRP}、$\sigma_{0.2}$、f_{cu}.

图19[(a)~(f)]给出了各参数对N-ε曲线的影响规律,可发现:1)ρ_s、$\sigma_{0.2}$、f_{CFRP}、t_{CFRP}越大,该类组合柱的ε_{uFE}和N_{uFE}也越大.具体如下:当ρ_s从0.63%增大到2.51%时,组合柱的ε_{uFE}和N_{uFE}分别提高了101.4%和34.3%;当$\sigma_{0.2}$从200 MPa提高到355 MPa时,组合柱的ε_{uFE}和N_{uFE}分别提高了29.3%和25.1%;当f_{CFRP}从2 500 MPa提高到3 500 MPa时,组合柱的ε_{uFE}和N_{uFE}分别提高了29.4%和0.73%;当t_{CFRP}从0.111 mm提高到0.333 mm时,组合柱的ε_{uFE}和N_{uFE}分别提高了64.4%和25.1%.原因是箍筋约束力随着ρ_s和$\sigma_{0.2}$的增加而增加,CFRP的约束力随着f_{CFRP}和t_{CFRP}的增加而增加.2)增大t_E/D可显著提高该类组合柱的ε_{uFE},并降低CFRP对其N_{uFE}的影响.当t_E/D从0提高到0.5%时,组合柱的ε_{uFE}提高了109%,但N_{uFE}降低了14%.原因是PE越厚,环向CFRP越晚断裂,CFRP约束越晚发生.3)增大f_{cu}可显著降低该类组合柱的ε_{uFE},但可明显提高其N_{uFE}.当f_{cu}从30 MPa提高到160 MPa时,组合柱的ε_{uFE}降低了67.8%,但N_{uFE}提高了279.2%.原因是f_{cu}越高,箍筋和CFRP的约束效果越差,因此其极限应变反而越小.

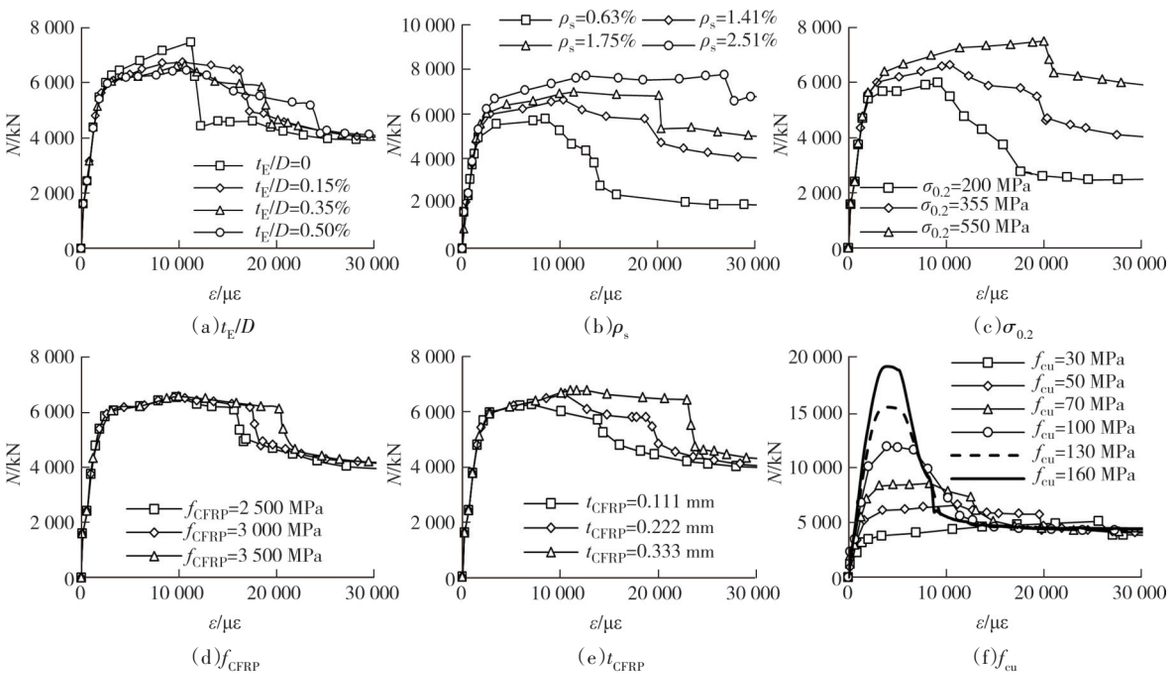


图19　各参数对N-ε曲线的影响

Fig.19　Effect of parameters on N-ε curves

图20进一步给出了CFRP约束效应系数($\zeta=f_{CFRP}t_{CFRP}/Df_c'$)和PE有效厚度$t_E/D$的相关曲线,在PE有效厚度的情况下,环向CFRP可主要用于提高该类组合柱的变形能力和延性,而不明显提高其承载力.由图20可见t_E/D随着ζ的增大而非线性增长.

4　简化计算

本文研究的主要目的是通过在环向CFRP内设置PE垫层实现环向CFRP只提高该类组合柱的延性和变形能力但不提高其承载力,因此有必要建议其延性设计方法(即PE厚度的设计方法),并建议其承载力和极限应变的计算方法.

4.1　延性设计方法(即PE设计方法)

基于图20可回归如下PE有效厚度t_E的实用计算方法:

$$t_E=(2.873\zeta^2-0.094\,8\zeta+0.004\,2)D \tag{14}$$

式(14)的适用范围为$0.02\leqslant\zeta\leqslant0.06$.

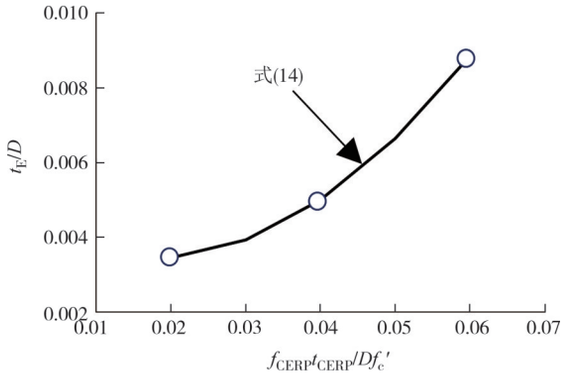


图 20 t_E/D–ζ 曲线

Fig.20 t_E/D versus ζ curve

4.2 组合柱轴压承载力

本文提出了该类组合短柱的轴压承载力 N_{uc} 的简化计算式：

$$N_{uc} = f_{uci}A_{ci} + f_{uco}A_{co} + \sigma_{0.2}A_{sl} \tag{15}$$

式中：f_{uci} 和 A_{ci} 分别为箍筋内复合约束混凝土的强度和截面面积；f_{uco} 和 A_{co} 分别为箍筋外 CFRP 约束混凝土的强度和截面面积；A_{sl} 为纵筋截面面积.

文献[8]和文献[18]建议了 CFRP 和碳素箍筋复合约束混凝土强度 f_{uc} 简化计算方法：

$$\frac{f_{uc}}{f_c'} = 1 + 2.4\left(\frac{f_{l,s}}{f_c'} + \frac{f_{l,CFRP}}{f_c'}\right)^{0.7} \tag{16}$$

本文基于 23 个有限元典型算例和式(16)，并考虑 PE 垫层对 CFRP 约束作用的迟滞影响，建议了 CRRP 和不锈钢箍筋复合约束混凝土强度 f_{uci} 的简化计算式：

$$\frac{f_{uci}}{f_c'} = 1 + 2.1\left[\frac{f_{l,s}}{f_c'} + g\left(\frac{t_E}{D}\right)\frac{f_{l,CFRP}}{f_c'}\right]^{0.7} \tag{17}$$

$$g\left(\frac{t_E}{D}\right) = 0.41 - 2.17\left(\frac{t_E}{D}\right)^{0.24} \tag{18}$$

式(17)仍可用于计算箍筋外 CFRP 单独约束混凝土强度 f_{uco}，其中箍筋约束力 $f_{l,s}$ 取为零即可.

图 21 和图 22 分别给出了简化计算承载力 N_{uc} 和有限元计算结果 N_{uFE} 及 N_{ue} 的比较. N_{uc}/N_{uFE} 的 μ 和 SD 分别为 0.984 和 0.056；N_{uc}/N_{ue} 的 μ 和 SD 分别为 0.956 和 0.085. 可见以上公式能很好预测该类组合短柱的承载力.

4.3 极限应变

文献[8]和文献[18]建议了 CFRP 约束钢筋混凝土柱的峰值应变 ε_{uc} 的简化计算方法：

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 5.25\left(\frac{k_f f_{l,CFRP} + k_s f_{l,s}}{f_c'}\right)\left(\frac{\varepsilon_{h,rup}}{\varepsilon_{c0}}\right)^{0.45} \tag{19}$$

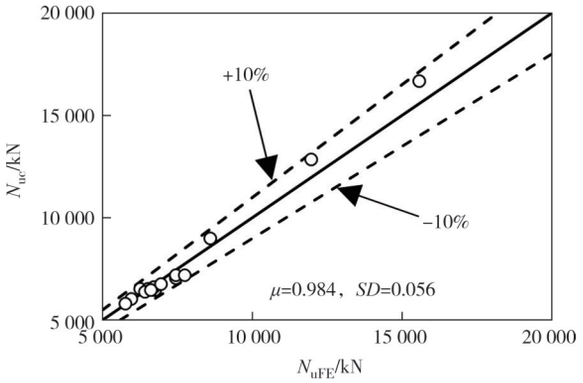


图 21 承载力的简化计算值与有限元计算结果的比较

Fig.21 Comparison of ultimate strengths predicted by simplified model and FE model

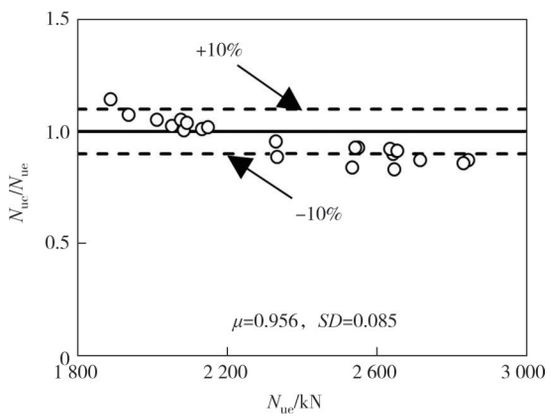


图 22 承载力的简化计算结果与实测结果的比较

Fig.22 Comparison of ultimate strengths predicted by simplified model and measured results

$$\begin{cases} k_f = 2 - \dfrac{f_{l,CFRP}}{f_{l,s}},\ k_s = 1,\ f_{l,CFRP} \leqslant f_{l,s}; \\ k_f = k_s = 1,\ f_{l,CFRP} > f_{l,s} \end{cases} \tag{20}$$

本文基于 23 个有限元典型算例和式(19)，并考虑 PE 垫层的影响后建议了 CFRP–PE–不锈钢筋混凝土短柱的峰值应变 ε_{uc} 的简化计算方法：

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = 1.75 + 5.25\left(\frac{2.68f_{l,s} + 2.24f_{l,CFRP}}{f_c'}\right)^{1.2}\left(\frac{\varepsilon_{h,rup} + 12.37\dfrac{t_E}{D}}{\varepsilon_{c0}}\right)^{0.45} \tag{21}$$

式中：ε_{c0} 采用式(2)计算.

图 23 给出了简化计算极限应变 ε_{uc} 和有限元计算结果 ε_{uFE} 的比较. $\varepsilon_{uc}/\varepsilon_{uFE}$ 的 μ 和 SD 分别为 1.034 和 0.111，可见以上公式能很好预测该类组合柱的极限应变.

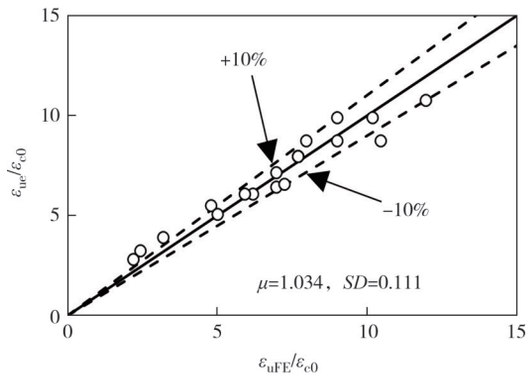


图 23　极限应变的简化计算结果与有限计算结果的比较

Fig. 23　Comparison of ultimate strains predicted by simplified model and FE model

5　结 论

本文研究 CFRP-PE-不锈钢筋混凝土短柱的轴压性能,主要得出如下结论:

1) 实验结果表明在 CFRP 与混凝土间设置 PE 垫层能有效地延迟 CFRP 约束作用和 CFRP 断裂的发生,从而显著提高构件的变形能力和延性,但不明显提高其承载力.增大 CFRP 厚度可提高其承载力和极限应变,但其表现出更大的脆性.减小箍筋间距或增大钢筋强度可显著提高其承载力、峰值应变和延性.

2) 建立了该类组合柱的有限元模型;有限元计算结果与试验实测结果吻合良好.分析表明,合理增大 PE 垫层厚度可增大该类组合柱的变形能力和延性;组合柱的极限承载力和极限应变随着不锈箍筋的配箍率、不锈钢筋强度、CFRP 强度和 CFRP 厚度的增加而增大;随着混凝土强度的增大,组合柱的极限承载力提高,但其极限应变降低.

3) 提出了该类组合短柱的延性、承载力和极限应变的简化设计方法.简化计算结果和有限元计算结果(或实测结果)吻合较好.以上公式适用于:ζ=0.02~0.06,ρ_s=0.63%~2.51%,f_{CFRP}=2 500~3 500 MPa,t_{CFRP}=0.111~0.333 mm,$\sigma_{0.2}$=200~550 MPa,f_{cu}=30~160 MPa.

参考文献

[1] 高迪, 张辉, 王晓锋, 等. 配置高强不锈钢钢筋混凝土梁受弯承载力试验研究[J]. 建筑科学, 2018, 34(5): 40-43.
GAO D, ZHANG H, WANG X F, et al. Experimental study on flexural capacity of reinforced concrete beams with high strength stainless steel [J]. Building Science, 2018, 34(5): 40-43. (in Chinese)

[2] 王海龙, 凌佳燕, 孙晓燕, 等. 不锈钢筋混凝土柱小偏心受压性能[J]. 浙江大学学报 (工学版), 2018, 52(10): 1919-1925.
WANG H L, LING J Y, SUN X Y, et al. Small eccentric compression performance of stainless steel reinforced concrete column [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering), 2018, 52(10): 1919-1925. (in Chinese)

[3] 孙晓燕, 王海龙, 于凤荣. 锈损不锈钢钢筋混凝土梁受弯性能退化试验研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(6): 160-168.
SUN X Y, WANG H L, YU F R. Experimental study on flexural degradation of corroded stainless steel reinforced concrete beams [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42 (6): 160-168. (in Chinese)

[4] 王震宇, 王代玉, 吕大刚, 等. CFRP 中等约束钢筋混凝土方柱单轴受压应力-应变模型[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(4): 101-109.
WANG Z Y, WANG D Y, LÜ D G, et al. Stress-strain model of CFRP moderately confined reinforced concrete square columns under uniaxial compression [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(4): 101-109. (in Chinese)

[5] ROUSAKIS T C, KARABINIS A I. Adequately FRP confined reinforced concrete columns under axial compressive monotonic or cyclic loading [J]. Materials and Structures, 2012, 45: 957-975.

[6] TRIANTAFYLLOU G G, ROUSAKIS T C, KARABINIS A I. Axially loaded reinforced concrete columns with a square section partially confined by light GFRP straps [J]. Journal of Composites for Construction, 2014, 19: 04014035.

[7] YIN P, HUANG L, YAN L, et al. Compressive behavior of concrete confined by CFRP and transverse spiral reinforcement. Part A: experimental study [J]. Materials and Structures, 2016, 49(3): 1001-1011.

[8] EID R, PAULTRE P. Compressive behavior of FRP-confined reinforced concrete columns [J]. Engineering Structures, 2017, 132: 518-530.

[9] XIAO Y, WU H. Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2000, 12(2): 139-146.

[10] XIAO Y, HE W H, MAO X Y. Development of constrained steel tubular concrete columns [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(6): 59-66.

[11] WANG Z B, TAO Z, YU Q. Axial compressive behaviour of concrete-filled double-tube stub columns with stiffeners [J]. Thin-Walled Structures, 2017, 120(11): 91-104.

[12] WANG X Q, TAO Z, SONG T Y, et al. Stress-strain model of austenitic stainless steel after exposure to elevated temperatures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 99: 129-139.

[13] TAO Z, WANG X Q, UY B. Stress-strain curves of structural and reinforcing steels after exposure to elevated temperatures [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 25 (9): 1306-1316.

[14] TAO Z, WANG Z B, YU Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89: 121-131.

[15] TENG J G, HUANG Y L, LAM L, et al. Theoretical model for fiber-reinforced polymer-confined concrete [J]. Journal of Composites for Construction, 2007,11(2): 201-210.

[16] HAO H, SERACINO R. Analytical model for FRP-and-steel-confined circular concrete columns in compression [J]. Journal of Composites for Construction, 2014, 18(3): A4013012.

[17] MOHAMED I, MAHEN M, POOLOGANATHAN K. Experimental and numerical investigations of CFRP strengthened short SHS steel columns [J]. Engineering Structures, 2018, 175: 879-894.

[18] LEE J, YI C, JEONG H, et al. Compressive response of concrete confined with steel spirals and FRP composites [J]. Journal of Composite Materials, 2010, 44(4): 481-504.