

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2017.03.011



# HDPF 加固钢筋混凝土柱抗震性能试验研究

孙传智, 乔燕, 王振波, 左工

(宿迁学院 建筑工程系, 江苏 宿迁 223800)

**摘要:**为了研究高延性聚酯纤维加固钢筋混凝土柱的抗震性能,共进行了 7 根柱的低周反复试验,其中,3 根在未加固状态下进行试验,4 根柱粘贴高延性聚酯纤维加固后进行试验,针对位移延性系数、等效粘滞阻尼系数、总耗能、承载力和纤维带的应变进行了研究与分析。研究表明:未加固柱的承载力、耗能能力和延性都比较低,采用高延性聚酯纤维加固后的试件裂缝发展缓慢,加固后柱的承载能力、耗能能力、延性均有不同程度地提高;在塑性较区域内增加局部配筋,能够提高纤维布的约束效果。

**关键词:**聚酯纤维;钢筋混凝土柱;加固;抗震性能

**中图分类号:**TU375.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2017)03-0083-09

## Seismic behavior of reinforced concrete column strengthened with HDPF

Sun Chuanzhi, Qiao Yan, Wang Zhenbo, Zuo Gong

(Department of Architecture Engineering, Suqian College, Suqian 223800, Jiangsu, P. R. China)

**Abstract:** Seven RC columns were tested under cyclic lateral load and constant axial load to study the seismic behavior of reinforced concrete column strengthened with high ductility polyester fiber. Three unreinforced columns were tested, and four other columns were tested after strengthened with high ductility polyester fiber sheets. The bearing capacity of three unreinforced columns was low. And the energy dissipation capacity and ductility were also relatively low. The cracks of reinforced specimen appeared relatively late and the cracks developed slowly. The strength, ductility and energy dissipating capacity of the retrofitted columns were improved at different degrees. And the ductility increase was more obvious. The efficiency of the use of fiber cloth can be improved through adopting the measures of improving the reinforcement ratio the plastic hinge region and adopting the measures of improving the length of longitudinal reinforcement, and the seismic behavior of RC column strengthened with high ductility polyester fiber increased.

**Keywords:** polyester fiber; reinforced concrete column; strengthen; seismic behavior

**收稿日期:**2016-08-16

**基金项目:**江苏省高校自然科学基金项目(12KJB560007);江苏省“六大人才高峰”项目(2015-JZ-019)

**作者简介:**孙传智(1976-),男,博士,主要从事工程结构抗震研究和大跨桥梁承载力评估,(E-mail)schzh\_xzh@163.com。

乔燕(通信作者),女,副教授,(E-mail)sqqiaoyan@163.com。

**Received:**2016-08-16

**Foundation item:** Natural Science Foundation for Colleges and Universities in Jiangsu Province (No. 12KJB560007); Priority Academic Program Development of Jiangsu Higher Education Institutions (No. 2015-JZ-019)

**Author brief:** Sun Chuanzhi (1976-), PhD, main research interests: earthquake-resistance of engineering structures & bearing capacity evaluation of large-span bridge, (E-mail) schzh\_xzh@163.com.

Qiao Yan (corresponding author), associate professor, (E-mail) sqqiaoyan@163.com.

中国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)在强度设计的同时还引入了延性设计概念。延性差的结构,后期变形能力差,从而导致结构发生脆性破坏。因此,在抗震加固设计中,应该保证结构具有较大变形能力,在地震作用下吸收较多能量,而不发生倒塌破坏。目前,在结构抗震加固领域,常见的纤维增强复合材料(包括碳纤维、玻璃纤维、芳纶纤维)由于重量轻、抗拉强度高、耐久性好和易于施工等优点,得到了广泛应用<sup>[1-5]</sup>。但是,一个值得注意的问题是:FRP材料,特别是碳纤维,直到破坏都基本表现为线弹性,延伸率较小,从而导致约束混凝土产生脆性破坏<sup>[1]</sup>。

高延性聚酯纤维加固是一种利用聚氨基甲酸酯胶粘贴高延性聚酯增强材料(High Ductility Polyester Fiber,简称 HDPF)的加固技术<sup>[6]</sup>。学者 Kabeyasawa 等<sup>[7-9]</sup>、Kim 等<sup>[10]</sup>、Kono 等<sup>[11]</sup>利用该技术进行了加固混凝土剪力墙和框架了研究。目前,中国学者对该技术研究较少<sup>[12-14]</sup>,乔燕等<sup>[15]</sup>、左工等<sup>[16]</sup>进行了高延性聚酯纤维加固钢筋混凝土柱的轴心受压和偏心受压试验,主要针对加固形式、加固间距、长细比和混凝土强度等因素对钢筋混凝土柱力学性能的影响,并进行了公式推导。

本文进行了高延性聚酯纤维加固钢筋混凝土方柱的构件设计和低周反复试验,分析了高延性聚酯纤维对钢筋混凝土方柱滞回曲线、延性、耗能、刚度和承载力的影响。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

试件截面尺寸为  $b \times h = 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ ,柱长为  $1\ 000 \text{ mm}$ ,采用 C30 混凝土,共 3 组 7 根,对称配筋,剪跨比均为 3.575。Z I 组纵筋选用 4 根直径为 14 mm 的 HRB400 螺纹钢,配筋率为 1.54%。Z II 组在柱边中间增加 4 根直径为 14 mm 的 HRB400 螺纹钢,长度为 15 cm,其余部分同 Z I 组。Z III 组配筋率同 Z II 组,柱边中间钢筋长度取为 30 cm。箍筋选用 HPB300 圆钢,直径为 8 mm,间距为 50 mm,配箍率为 1%。采用横向包裹形式进行加固。试件尺寸及加固形式如图 1 所示,试件参数如表 1 所示。通过试验测得原材料的材料性能,HPB300 钢筋弹性模量为 210 GPa,屈服强度为 336 MPa,极限强度为 440 MPa;HRB400 钢筋弹性模量

为 200 GPa,屈服强度为 465 MPa,极限强度为 597 MPa;聚酯纤维带弹性模量为 6.25 GPa,断裂强度为 600 MPa。

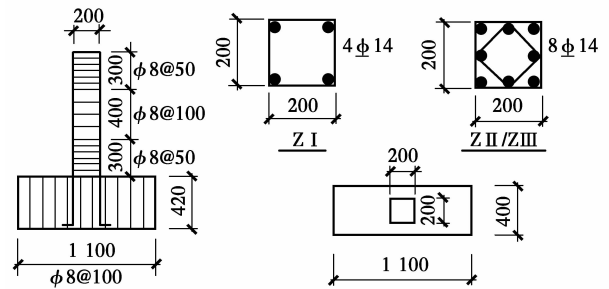


图 1 试件尺寸

Fig. 1 Specimens size

表 1 试件基本参数

Table 1 General view of tested specimens

试件编号	纵筋	HDPF 层数及加固形式	混凝土强度/MPa	配筋形式
Z I-1	4 $\phi$ 14	不包	36.5	Z I 组为正常配筋,配筋率为
Z I-2	4 $\phi$ 14	1 层全包	33.2	1.54%
Z I-3	4 $\phi$ 14	2 层全包	37.3	
Z II-1	8 $\phi$ 14	不包	33.2	柱底以上 15 cm 内加固配筋,配筋率为 3.08%
Z II-2	8 $\phi$ 14	1 层全包	33.2	
Z III-1	8 $\phi$ 14	不包	37.3	柱底以上 30 cm 内加固配筋,配筋率为 3.08%
Z III-2	8 $\phi$ 14	1 层全包	36.5	

### 1.2 试验加载及数据采集

为了研究地震作用下的 HDPF 加固柱抗震性能,试验采用低周反复试验。试验在宿迁学院建筑工程系结构实验室进行。水平荷载采用 MTS 电液伺服加载系统进行加载;轴压比均为 0.2,竖向荷载采用 JSKF-IV/31.5-5 型高精度、高稳定计算机全数字伺服液压控制台提供,千斤顶可提供最大竖向力为 1 000 kN,动态精度为 2%,静态精度为 0.5%,千斤顶的头部连接处为球铰连接系统。同时为了保证所施加的轴向力能始终竖向作用于柱头处,在液压千斤顶与横梁之间添加滑动小车。使得柱头发生水平位移时,竖向千斤顶能始终与水平方向垂直。加载示意图如图 2 所示。

为了研究柱进行加固后纤维带的应力发展情况,在 Z I 组加固柱的受力正面与受力侧面距柱底 25、125、225 mm 处纤维带表面粘贴了应变片,如图

3 所示,在 Z II、Z III 组加固柱的受力正面与受力侧面距柱底 275、375、475 mm 处纤维带表面粘贴应变片。为了研究纵向钢筋应力发展情况,在距各柱脚根部 5、15 和 25 cm 处的纵向钢筋上粘贴应变片。

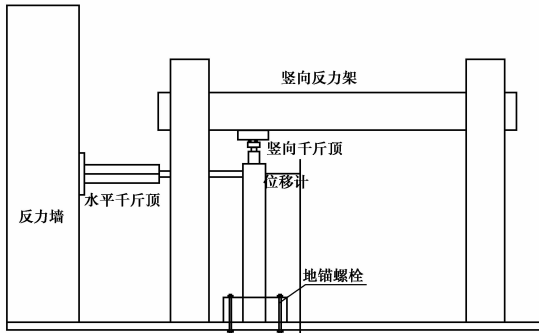


图 2 加载装置示意图

Fig. 2 Sketch of loading device



图 3 HDPF 条带测点应变片布置

Fig. 3 Strain gages location of HDPF belt

加载制度根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ 101—96)的规定。首先按照设定的轴压比施加恒定的轴向力,一次将竖向荷载施加到位并保持 30 min。水平加载时,在钢筋未屈服时,控制荷载每级 10 kN,钢筋达到屈服位移  $\Delta$  后,由位移控制加载,当水平荷载最大值降至峰值荷载的 85% 时,认为试件已经发生破坏,停止加载。

试验荷载-位移值由 MTS 系统数据采集系统采集;位移量测采用 LWH-0100 位移传感器,量程为  $\pm 100$  mm,分辨率高于 0.01 mm;应变值采用 DH3816N 静态应变测试分析系统进行采集。

## 2 试验现象与试验结果分析

### 2.1 破坏形态

Z I-1 柱为未加固试件。当水平荷载加载至 44.17 kN 时,钢筋屈服,柱脚侧面主裂缝较大,同时

正面出现 3 条细微裂缝,钢筋屈服,改为位移加载。位移加载 42 mm 时,柱脚压碎明显,同时正面裂缝向上发展至离柱底面 28 cm,此时已达到极限荷载,但为了深入研究柱抗震性能,模拟柱在地震中的受力情况,继续进行试验。位移加载 49 mm 时,柱脚处不再有新的裂缝开展,混凝土开始出现松动、脱落的情况,柱受力正面混凝土开裂明显,露出钢筋,在位移加载 60 mm 后半周期混凝土开始大量脱落,荷载突然减小,位移急剧增大,MTS 的位移限控装置启动,试验自动停止,柱的破坏形式为弯剪破坏,破坏形态如图 4 所示。

Z I-2 柱为一层 HDPF 条带加固试件。荷载控制 24.8 kN 时,在下部纤维带上发现胶的折痕,如图 5 所示,当荷载为 45.60 kN 时,钢筋开始屈服,改为位移加载。当位移加载达到 21 mm 时,柱侧面的 HDPF 纤维带由于受压而鼓起,说明纤维带与混凝土之间发生分离现象。当位移加载达到 49 mm 时,HDPF 纤维带起鼓较大。位移加载 54 mm 时,试件弯曲破坏。



图 4 Z I-1 试件  
破坏形态

Fig. 4 Failure pattern  
of Z I-1 specimen

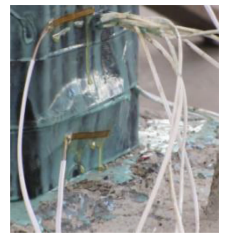


图 5 胶折痕

Fig. 5 Crease of glue

Z I-3 柱为两层 HDPF 条带加固试件。其破坏与 Z I-2 类似,最终的破坏都发生在柱底角处,最后因为加固带与混凝土之间裂缝太大而破坏。但 Z I-3 的柱底角处的裂缝开展更明显,如图 6 所示,在柱的受力正面形成裂缝后慢慢发展直至贯通。在后面的循环中随着柱顶位移的增加慢慢的向柱侧面发展形成环形裂缝。循环次数增加,柱顶的极限位移较 Z I-2 增大明显。在现象上表现为 Z I-3 的裂缝在柱底角处得到更深入的发展,裂缝的宽度大于 Z I-2。在柱的受压侧没有发现明显的被压起鼓现象,但结构胶有泛白现象,位移加载 63 mm,试件发生弯曲破坏。

Z II-1 柱为塑性铰 15 cm 区域内增加纵向钢筋,未加固试件。在力控制的阶段与柱 Z I-1 相似,开

裂荷载大小相近。但位移加载阶段,裂缝出现高度上移。荷载加载 21.08 kN 时,柱底角正面上部 12 cm 处出现裂缝,荷载加载 47.20 kN 时,钢筋屈服,改为位移加载。位移加载 28 mm 时,柱底角正面上部 14 cm 处出现多条细微裂缝。裂缝围绕着底角 15 cm 处发展,开裂程度随着每个循环荷载的增大减小而变化。位移加载 35 mm 时,裂缝发展至柱中,同时柱脚处的混凝土开始起皮掉落。位移加载 49 mm 时,底部 12 cm 处的裂缝形成贯通裂缝同时斜向发展至底部 30 cm 处形成了一条斜裂缝,试件发生弯剪破坏。破坏形态如图 7 所示。



图 6 柱根部裂缝  
Fig. 6 Crack of column root



图 7 Z II -1 试件破坏形态  
Fig. 7 Failure pattern of Z II -1 specimen

Z II -2 柱为塑性铰 15 cm 区域内增加纵向钢筋,采用一层 HDPF 条带加固试件。荷载加载 51.16 kN 时,钢筋屈服,改为位移加载。位移加载 28 mm,柱脚底部加固带上的结构胶出现泛白。加固柱底部 10 cm 处的加固带之间有开裂现象,整个过程中伴随着胶水爆裂的声音。位移加载 35 mm,声响加剧,柱底上部 10 cm 的加固带开裂增大并形成裂缝,如图 8 所示。位移加载 36 mm,加固柱底部 10 cm 处的裂缝宽度增大至 0.3 cm,同时在柱底上部 5 cm 处形成新的裂缝,位移加载 63 mm,出现了贯通形环型裂缝,试件发生弯曲破坏。

Z III -1 柱为塑性铰 30 cm 区域内增加纵向钢筋,未加固试件。在力控制的阶段与柱 Z I -1、Z II -1 相似,开裂荷载大小也相近,但位移控制阶段,裂缝出现高度上移。位移加载 18 mm 时,裂缝发展明显,从柱侧面底部 15、35、55 cm 处有 3 条斜裂缝形成,当水平荷载由推改为拉力时,在柱的另一侧也形成了对应的 3 条裂缝。位移加载 42 mm 时,试件发生弯剪破坏,3 条斜裂缝相交,同时柱的正面在柱底 15 cm 左右混凝土有轻微压碎。破坏形态如图 9 所示。

Z III -2 柱为塑性铰 30 cm 区域内增加纵向钢筋,



图 8 纤维带之间开裂  
Fig. 8 Cracking between fiber belt



图 9 Z III -1 试件破坏形态  
Fig. 9 Failure pattern of Z III -1 specimen

采用一层 HDPF 条带加固试件。在荷载加载 20.1 kN 时出现胶的破坏声,此时荷载与混凝土开裂荷载相近。荷载加载 39.8 kN 时,钢筋屈服。位移加载 18 mm 时,柱底高 30 cm 处的纤维加固带的结构胶开始产生爆裂现象,随着后面每个循环中位移的增加,在 30 cm 处产生裂缝,裂缝由正面向侧面开展,位移加载 54 mm 循环阶段,试件发生弯曲破坏,侧面纤维带鼓起,如图 10 所示。



图 10 侧面纤维带鼓起  
Fig. 10 Bulging of profile fiber belt

从上述试件破坏过程可以看出:利用 HDPF 加固后的柱子在混凝土破坏后,荷载下降比较缓慢,而变形较大,这一破坏过程具有先兆且较缓慢,未加固柱在混凝土破坏后,水平荷载下降速率较大。

## 2.2 荷载-位移滞回曲线分析

荷载-位移滞回曲线记录了试件在低周反复荷载作用下从加载至破坏的全过程,反映了构件的抗震性能。图 11 为各个未加固试件的滞回曲线。图 12 为各个加固后试件的滞回曲线。

对各组未加固试件进行横向对比可以发现:Z II -1 柱和 Z III -1 的曲线较 Z I -1 柱的曲线更为饱满,延性更好,说明增加塑性铰区域内的配筋率对柱的抗震性能提高有一定作用。

对各组试件内部的加固柱与未加固柱对比可以发现:1)加固柱的滞回曲线形态呈梭形,形状非常饱满。说明加固柱的塑性变形能力很强,具有很好的延性和耗能性能。2)通过分析 Z I 组的 3 根柱可以

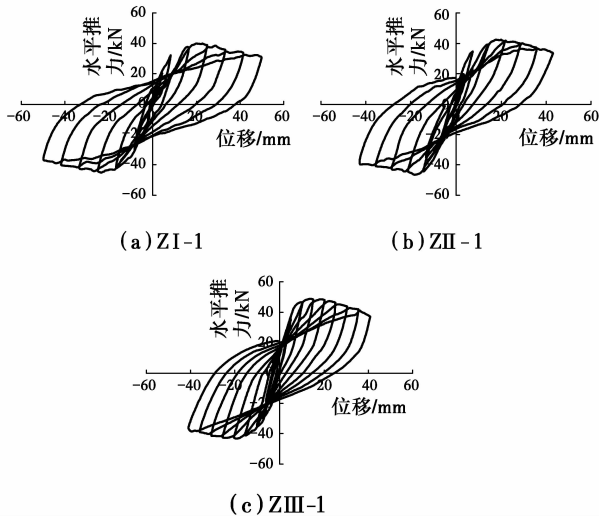


图 11 未加固试件荷载-位移滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves of un-strengthened specimens

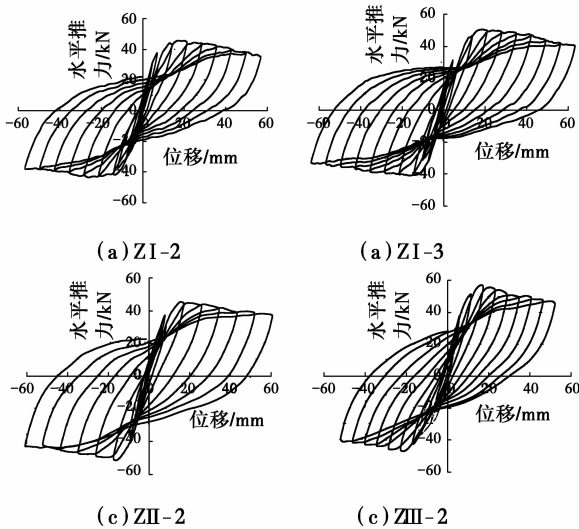
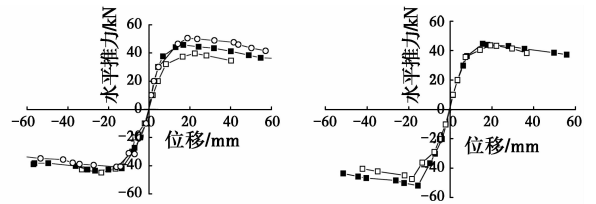


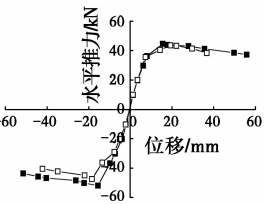
图 12 加固试件荷载-位移滞回曲线

Fig. 12 Hysteresis curves of strengthened specimens

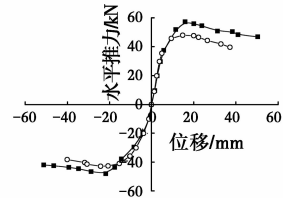
用 HDPF 加固后的柱峰值荷载和极限荷载都在未加固柱的外围,说明采用 HDPF 加固后的柱顶发生相同位移时,荷载值都要大于未加固柱;2)未加固柱与加固柱在加载初期曲线重合度较高,同时斜率较大。随着位移的增加,加固柱与未加固柱在同一循环中能达到峰值荷载。但在后面的下降区段中,未加固柱下降曲线明显。其中柱 Z I-1 在达到最后一个循环时,位移突然增大失去承载作用,发生脆性破坏。通过此过程可以分析出:纤维布在加载过程初期对柱的承载力提高作出一定贡献,但承载力提高不明显。在承载力达到峰值荷载的下降区段中,随着位移的增大,纤维布起到的作用增大;3)加固柱的曲线在荷载下降区段表现的更为平缓,加固柱随着位移的增加有一定的持载现象,Z I-3 柱表现最明显。总的来说,加固柱的抗震性能要优于未加固柱,延性更好。



注: -○- ZI-1 -■- ZI-2 -○- ZI-3 (a)



注: -□- ZII-1 -■- ZII-2 (b)



注: -○- ZIII-1 -■- ZIII-2 (c)

图 13 各试件骨架曲线对比

Fig. 13 Skeleton curves of specimens

### 2.4 延性分析

延性指标有曲率延性系数、位移延性系数、能量延性系数,本文采用的延性指标为位移延性系数。位移延性系数  $\mu$  的计算式为

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中: $\Delta_u$  表示试件的极限位移; $\Delta_u$  为最大承载力下降 15%时所对应的位移值; $\Delta_y$  表示试件的屈服位移,屈服位移  $\Delta_y$  为第一根钢筋受拉屈服时对应的位移值。位移延性系数中的取值为正负两个方向的平均值。

发现,两层纤维加固柱的耗能性能较一层加固柱提高显著,说明纤维加固带的层数增加对抗震性能的提高起到很大作用。

对各组加固试件进行横向比较可以发现:随着塑性铰内加固纵筋高度的长度增长,承载力与延性增加明显,说明提高塑性铰区域内的钢筋配筋率使得破坏截面上升,纤维带更能发挥其加固效果。

### 2.3 骨架曲线

骨架曲线反映构件在各个不同阶段的受力与变形特性,也是确定恢复力模型中特征点的重要依据<sup>[17]</sup>。各试件的骨架曲线如图 13 所示,通过对各试件骨架曲线的对比分析可以发现:1)3 组柱中采

分析表 2 可以得到以下结论:1)Z I 组中一层加固柱相对于对比柱的位移延性系数提高 49.05%, 两层纤维加固柱相对于对比柱的提高 101.21%。Z II-2 柱的位移延性系数相比 Z II-1 柱提高 76.67%。Z III-2 柱的位移延性系数相比 Z III-1 柱提高 52.02%。可以看出,加固柱的位移延性系数较未加固柱的都有较大的提高,再结合骨架曲线的趋势可以知道,加固柱的荷载在下降区段更加缓慢,延性更好;2)通过 Z I-1、Z II-1、Z III-1 三组试件中未加固

柱的位移延性系数分别为 3.16、3.07、4.10。从 Z I-1、Z II-2 的结果可以看出,虽然在柱 Z II-2 的底部 15 cm 内进行了纵向钢筋的加强配筋但由于加固的高度不够,破坏都发生在柱底部。柱 Z III-1 的位移延性系数较前面两组试件有了较大的提高,说明增加纵向钢筋的增加,使得构件延性较好;3)Z I-2、Z II-2 相对于各组未加固柱位移延性系数提高 49.05%、76.67%。说明 Z II-2 中纤维加固带在延性方面的贡献大于在 Z I-2 中的贡献。

表 2 位移试验数据

Table 2 Displacement of specimens

试件编号	纤维带 层数	屈服位移/mm		极限位移/mm		延性系数 $\mu_{\Delta} = \left( \frac{ \Delta_{+u} }{ \Delta_{+y} } + \frac{ \Delta_{-u} }{ \Delta_{-y} } \right) / 2$	延性提高 系数/%
		$\Delta_{-y}$	$\Delta_{+y}$	$\Delta_{-u}$	$\Delta_{+u}$		
Z I-1	0	-8.78	13.16	-32.56	34.28	3.16	
Z I-2	1	-9.63	8.34	-42.48	41.69	4.71	49.05
Z I-3	2	-7.92	8.73	-54.53	50.79	6.05	101.21
Z II-1	0	-9.92	11.39	-29.56	36.04	3.07	
Z II-2	1	-7.90	10.1	-48.6	47.5	5.43	76.67
Z III-1	0	-10.17	6.93	-37.19	31.5	4.10	
Z III-2	1		7.33	-48.2	45.7	6.23	52.02

## 2.5 耗能分析

2.5.1 等效粘滞阻尼系数 试件的能量耗散能力大小是衡量抗震性能优劣的重要指标。计算等效粘滞阻尼系数的图形见图 14,具体计算式如式(2)。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{FAE} + S_{ECG}}{S_{\triangle AOB} + S_{\triangle COD}} \quad (2)$$

式中:  $S_{FAE}$ 、 $S_{ECG}$  为滞回曲线与 X 轴所包围的面积;  $S_{\triangle AOB}$ 、 $S_{\triangle COD}$  为  $\triangle AOB$ 、 $\triangle COD$  的面积。

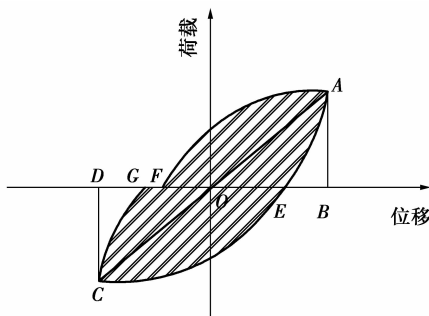


图 14 等效粘滞阻尼系数计算示意图

Fig. 14 Calculating diagram of equivalent viscous damping coefficient

$h_e$  值越大,则说明结构的耗能能力越大,结构消耗的地震能量越多。根据试件破坏前的滞回环,

可计算得到等效阻尼系数,如图 15 所示。从图 15 可以看出,采用 HDPF 加固的柱等效粘滞阻尼系数都大于 0.3,未采用 HDPF 加固的柱都小于 0.3,说明钢筋混凝土柱采用 HDPF 加固后,试件的能量耗散能力大大增加,抵御地震能力较强。

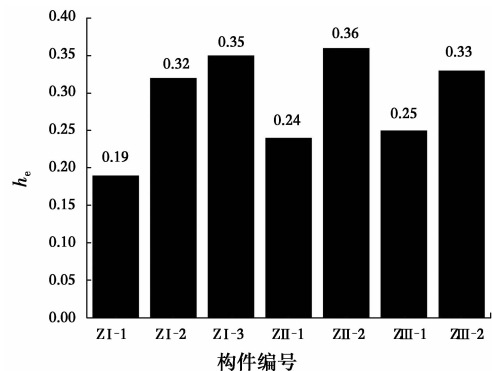


图 15 等效粘滞阻尼系数

Fig. 15 Equivalent viscous damping ratio

2.5.2 总耗能 等效粘滞阻尼系数只是对结构屈服之后每个滞回环内的耗能情况的反映,不能反映试件破坏前后的总的耗能能力。结构构件的总耗能是指结构构件从加载到破坏各个阶段(包括弹性阶

段、屈服阶段、强化阶段以及下降阶段)所耗散的能量之和,如式(3)所示。

$$E_s = \sum_{i=1}^n S_{ABCDEA} \quad (3)$$

式中:S表示每一滞回环的面积。总耗能表示柱在水平荷载低周反复试验中吸收能量的大小,与位移延性系数先比较,总耗能是力与位移的一个综合反映,更能代表柱的抗震性能。利用式(3)可得到每个构件的总耗能,如图16所示,由图16可以看出,加固柱总耗能相对于未加固柱均有很大幅度的提高,说明利用高延性聚酯纤维加固来提高柱的抗震性能非常有效。同时可以发现存在以下规律:Z I-2与Z I-3相对于Z I-1的提高幅度为73.4%和158.2%,说明随着纤维带层数的增加,总耗能提高显著,两层加固的形式比粘贴一层的好。在塑性铰内提高配筋的Z II-2、Z III-2相对于未加固柱提高82.23%、86.88%,提高幅度要大于Z I-2,说明在塑性铰区域内提高配筋率,同时加长纵向钢筋的长度,能提高纤维布的使用效率,使得柱的抗震性能提高幅度较大。

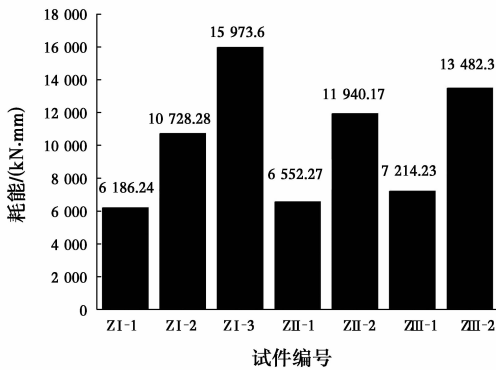


图 16 试件总耗能

Fig. 16 Aggregate energy consumed of each specimen

### 2.6 水平承载力分析

在试验时,柱在拉、推两个方向的力及位移值不相等,所以在计算屈服荷载和极限荷载时,取两个方向的平均值。试件水平承载力试验结果如图17所示。从图17可以看出,各组相对于对比柱来看,在塑性铰未进行钢筋加固的Z I试件中,一层与两层纤维带的提高分别为6.22%、8.77%,说明纤维带的加固层数对正截面承载力的提高影响不大;Z II-2、Z III-2相比较Z II-1、Z III-1提高程度为5.7%、15.8%。总的来看,纤维带加固对于提高构件水平承载力效果不显著。

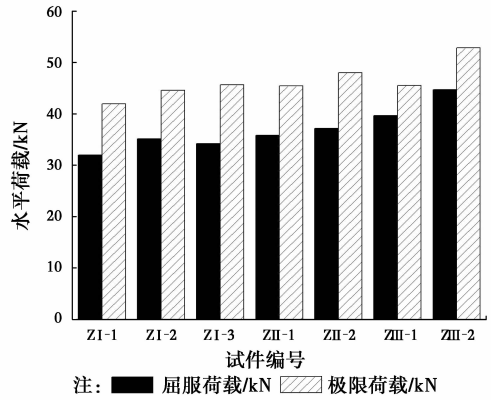
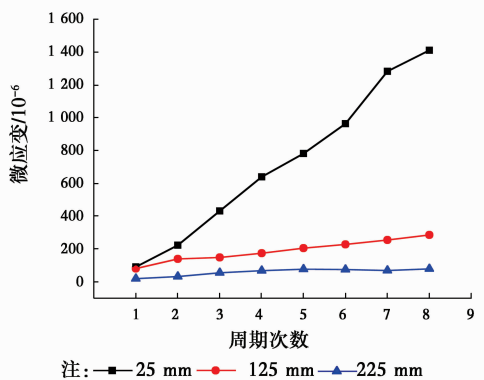


图 17 水平承载力

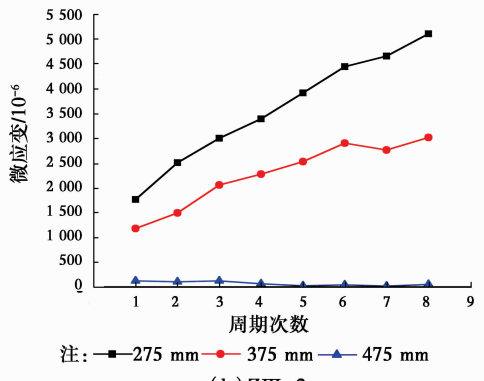
Fig. 17 Bearing capacity of specimens

### 2.7 纤维带和纵向钢筋应变分析

选Z I-2(一层HDPF加固)和Z III-2柱的各处应变片在位移控制阶段中每个周期的发展趋势进行分析,各加固柱的纤维带应变如图18所示;Z I-2、Z II-2和Z III-2柱纵向钢筋150和250mm处受拉应变如图19所示。



(a) Z I-2



(b) Z III-2

图 18 Z I-2 和 Z III-2 柱 HDPF 纤维带的应变分布

Fig. 18 Strain curves of HDPF belt on Z I-2 and Z III-2

从图18可以看出,Z I-2柱正面处的纤维带应变发展较侧面处的应变发展要充分,纤维带的最大

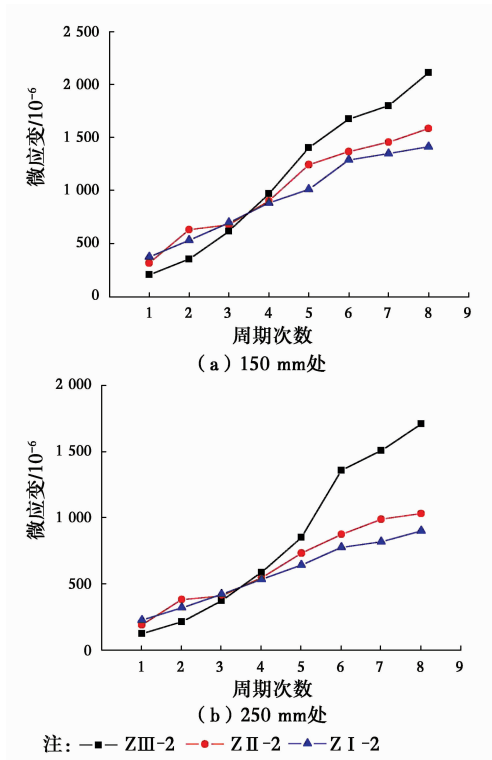


图 19 Z I -2、Z II -2 和 Z III -2 柱纵向  
钢筋 150 mm 处受拉应变

Fig. 19 Strain curves of longitudinal tensile  
reinforcement on Z I -2、Z II -2 and Z III -2

应变发生在柱脚正面处,达到  $14\ 000\ \mu\epsilon$  左右,说明在正面柱脚处的纤维布约束作用发挥较大,同时,也验证了 Z I -2 柱试验过程中该试件是柱正面横向裂缝发展到足够宽度而破坏;而 Z III -2 在柱高  $275\sim 475\ \text{mm}$  处的纤维带应变,在柱高  $275\ \text{mm}$  时应变的最大发展达  $5\ 000\ \mu\epsilon$ 。相比未进行纵向钢筋加固的钢筋混凝土柱,Z I -2 在  $225\ \text{mm}$  高度时的最大应变在  $500\ \mu\epsilon$ ,说明经过钢筋加固后塑性铰长度有所增加。

从图 19 可以看出,Z I -2 柱距柱脚  $150\ \text{mm}$  处纵向钢筋最大拉应变为  $1\ 413\ \mu\epsilon$ ,而 Z III -2 柱距柱脚  $150\ \text{mm}$  处纵向钢筋最大拉应变为  $2\ 111\ \mu\epsilon$ ,达到了屈服;Z I -2 柱距柱脚  $250\ \text{mm}$  处纵向钢筋最大拉应变为  $901\ \mu\epsilon$ ,而 Z III -2 柱距柱脚  $250\ \text{mm}$  处纵向钢筋最大拉应变为  $1\ 708\ \mu\epsilon$ ,虽然没有屈服,但是,相比较 Z I -2 柱增加了  $807\ \mu\epsilon$ ,同样说明经过钢筋加固后塑性铰长度有所增加。

从上述分析可以看出,采用一层 HDPF 加固的柱,纤维约束效果较两层充分,局部有效利用率较高,但是采用两层 HDPF 加固的柱,纤维带能产生

更有效的约束,使得柱正面裂缝向主侧面开展。在塑性铰区域内增加局部钢筋增加了塑性铰区域的长度,使得较大部分的纤维带能够发挥约束作用。

### 3 结论

通过进行 7 根钢筋混凝土柱低周反复试验,研究了 HDPF 加固层数及在塑性铰区域内增加局部纵向钢筋对 HDPF 加固钢筋混凝土柱抗震性能的影响,得出以下结论:

1) HDPF 可以有效提高钢筋混凝土柱的抗震性能,利用 HDPF 加固的试件,裂缝发展缓慢,变形、总耗能、延性系数都有不同程度的提高,而 HDPF 对其承载力影响较小。

2) HDPF 的层数对加固后的钢筋混凝土柱抗震性能影响较大,随着加固层数的增加,滞回曲线更加饱满,延性更好;而采用一层 HDPF 纤维带加固的柱,HDPF 纤维带约束效果较两层发挥充分。

3) 在柱根上部一定范围内增加局部纵向钢筋配筋率,能够发挥较多纤维带的约束作用,提高纤维布的约束效果,提高了柱的抗震性能。

### 参考文献:

- [1] 叶列平,冯鹏. FRP 在工程结构中的应用与发展[J]. 土木工程学报,2006,39(3):24-36.  
YE L P, FENG P. Applications and development of fiber-reinforced polymer in engineering structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(3): 24-36. (in Chinese)
- [2] XIAO Y. Applications of FRP composites in concrete column [J]. Advance of Structural Engineering, 2004, 7(4):335-343.
- [3] VAN DEN EINDE L, ZHAO L, SEIBLE F. Use of FRP composites in civil structural applications [J]. Construction and Building Materials, 2003, 17(6/7): 389-403.
- [4] 杨墨,杨智. 碳纤维布加固震损砖柱受压性能研究[J]. 武汉大学学报(工学版),2015,48(3):355-359.  
YANG Z, YANG Z. Research on mechanical behavior of earthquake-damaged brick columns strengthened by CFRP [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2015, 48(3): 355-359. (in Chinese)
- [5] 张斯,徐礼华,胡晓斌. 玄武岩纤维布加固砌体墙抗震性能试验[J]. 武汉大学学报(工学版),2015,48(3): 294-312.



- ZHANG S, XU L H, HUA X B. Seismic performance of masonry walls strengthened with BFRP [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2015, 48 (3):294-312. (in Chinese)
- [6] 仇保兴. 地震灾后建筑修复加固与重建技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008:250-254.
- QIU B X. Repair reinforcement and reconstruction technology of post-earthquake building [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008:250-254. (in Chinese)
- [7] KABEYASAWA T, TASAI A, IGARASHI S. An economical and efficient method of preventing old reinforced concrete buildings from collapse under major earthquake [C]//Proceedings of 7NCEE, CD-ROM, Boston, 2002.
- [8] KABEYASAWA T, IGARASHI S, KIM Y S. Shaking table test of reinforced concrete frames for verification of seismic strengthening with polyester sheet [C]//13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [9] KABEYASAWA T. Seismic evaluation and economical strengthening of reinforced concrete buildings [J]. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2005, 6(6):457-476.
- [10] KIM Y, KABEYASAWA T, IGARASHI S. Dynamic collapse test on eccentric reinforced concrete structures with and without seismic retrofit [J]. Engineering Structures, 2012, 34:95-110.
- [11] KONO S, DOI M, LEE J, et al. Seismic retrofit of RC members using FRP with very low young's modulus [C]//14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [12] 刘勋, 施卫星, 王进. 传统抗震加固技术和新型抗震加固技术的总结与对比[J]. 结构工程师, 2012(2): 101-105.
- LIU X, SHI W X, WANG J. Summary and comparison of traditional and innovative seismic strengthening technologies [J]. Structural Engineers, 2012(2): 101-105. (in Chinese)
- [13] 杨熹微. 建筑危房的加固技术-SRF [J]. 时代建筑, 2009(1):54-57.
- YANG X W. SRF-a reinforcement technology for dilapidated building [J]. Time Architecture, 2009(1): 54-57. (in Chinese)
- [14] 吕清芳, 朱虹, 张普, 等. 日本建筑物抗震加固新技术 [J]. 施工技术, 2008, 37(10):9-11, 31.
- LYU Q F, ZHU H, ZHANG J, et al. Innovative technologies for seismic retrofitting in Japan [J]. Construction Technology, 2008, 37(10): 9-11, 31. (in Chinese)
- [15] 乔燕, 王振波, 孙传智, 等. 高延性聚酯纤维加固钢筋混凝土柱轴心受压试验研究 [J]. 工业建筑, 2016, 46(11):175-180.
- QIAO Y, WANG Z B, SUN C Z, et al. Experimental study on axial compression reinforced concrete columns strengthened with SRF [J]. Industrial Construction, 2016, 46(11):175-180. (in Chinese)
- [16] 左工, 王振波, 乔燕, 等. HDPF 纤维带加固钢筋混凝土柱偏心受压性能研究 [J]. 建筑科学, 2016, 32(9): 85-89.
- ZUO G, WANG Z B, QIAO Y, et al. Study on eccentric compression performance of concrete column reinforced by HDPF fiber [J]. Building Science, 2016, 32(9):85-89. (in Chinese)
- [17] 曾磊, 涂祥, 许成祥, 等. 非对称配钢钢骨混凝土柱抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(3): 141-151.
- ZENG L, TU X, XU C X, et al. Experimental study on seismic behavior of steel reinforced concrete column with unsymmetrical steel cross-sections [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(3): 141-151. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)