

文章编号: 1001-4888(2016)03-0341-11

AFL 加固受损 RC 柱拟静力抗震实验研究^{*}

陈靖文, 郭馨艳, 郑小红, 罗姗姗, 黄培彦

(华南理工大学土木与交通学院, 广州 510640)

摘要: 对已受损并引起承载力和抗震性能不足的在役桥梁墩柱, 急需进行加固补强。为此, 本文探讨采用新型纤维增强复合材料(FRP)片材——芳纶纤维薄板(AFL)加固受损钢筋混凝土(RC)桥梁墩柱及其拟静力抗震实验方法, 并对 AFL 加固受损 RC 柱实施了拟静力抗震实验。研究表明, 采用本文所示 AFL 加固方法可有效提高 RC 柱的抗剪承载力、极限位移, 改善其延性变形能力和滞回耗能能力。

关键词: 芳纶纤维薄板(AFL); 抗震性能; 受损柱; 钢筋混凝土(RC)

中图分类号: U446.1 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-15-174

0 引言

为满足大地震震后抗灾加固的需求, 纤维增强复合材料(FRP)加固钢筋混凝土(RC)柱抗震性能的研究已成为交通、土木建筑领域的热门课题。为此, 国内外学者对 FRP 加固 RC 柱的力学性能进行了较多的实验研究^[1-4]。研究表明, FRP 加固 RC 柱对防止斜裂缝开展、提高抗剪承载力和改善构件延性都具有良好的效果^[4-7]。然而, 现有的实验研究一般是以 FRP 满包未受损 RC 柱作为研究对象, 还缺乏对其他加固方式的研究。这种 FRP 满包 RC 柱试样, 既不能模拟在役受损 RC 柱的服役状况, 也不能保证会取得最优的加固效果。

对于灾后需要加固的 RC 柱、或者在役的其他 RC 柱, 在加固之前往往已受损, 因此, 探讨 FRP 加固受损 RC 柱的力学性能已成为迫切需要研究的课题。但是, 由于在实验研究和理论分析上存在困难, 目前以在役桥梁受损墩柱为对象的研究还未见报道。为此, 本文以受损 RC 桥墩(柱)加固为研究背景, 采用本课题组发明的具有单层条带结构、可变厚度的新型 FRP 片材——芳纶纤维薄板(AFL)^[8], 以一定间距螺旋粘贴加固受损 RC 柱为研究对象, 对加固柱的抗剪承载力、极限位移等抗震性能进行实验研究。

1 AFL 加固受损 RC 柱拟静力抗震实验

1.1 RC 柱

为了实现对受损的钢筋混凝土(RC)柱进行加固后再实施拟静力抗震实验, 首先需要对 RC 柱进行设计和制作, 然后对 RC 柱进行预损伤, 再采用合适的芳纶纤维薄板(AFL)及加固方式对受损 RC 柱进行加固, 最终制成本研究的试件。本节将介绍 RC 柱材料及其制作。

考虑到我国在役桥梁大多是采用旧规范(85 桥规)设计的这一实际情况, 本实验设计制作了 20 根

^{*} 收稿日期: 2015-09-24; 修回日期: 2016-01-11

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(11132004)资助

通讯作者: 郭馨艳(1971—), 女, 博士, 副教授, 硕导。主要研究领域: 疲劳与断裂、实验力学、桥梁结构耐久性。Email: xyguo@scut.edu.cn

带墩台的 RC 圆柱作为实验柱,其直径为 388mm。实验柱的基础底座(墩台)顶面至柱顶水平加载点的高度为 1500mm,环向均匀配置 12 根直径为 12mm 的纵筋,纵向配筋率为 1.15%,纵筋的屈服强度为 382MPa;沿实验柱高度方向配置直径为 6mm 的箍筋,箍筋间距为 60mm,配箍率为 ACI318—2002 规范^[9]抗震设计要求的 44%,箍筋的屈服强度为 320MPa。实验柱的尺寸及配筋情况如图 1 所示。

实验柱的混凝土强度等级设计为 C35,水泥为 42.5 号普通硅酸盐水泥,粗骨料为 0~20mm 的碎石,细骨料为中砂,配合比为水泥:水:砂:碎石=1:0.49:1.41:2.74。RC 柱混凝土采用搅拌机拌和,经振动棒振捣成型。本研究采用上述配合比设计和配筋率,共制作了 20 根 RC 圆柱。每个试件在制作时,使用专用的高强度石膏在柱顶中心处用直径 20cm、高 1cm 的圆环模具制作成支座,加载用钢梁与悬臂柱试件的柱顶接触点为石膏支座。

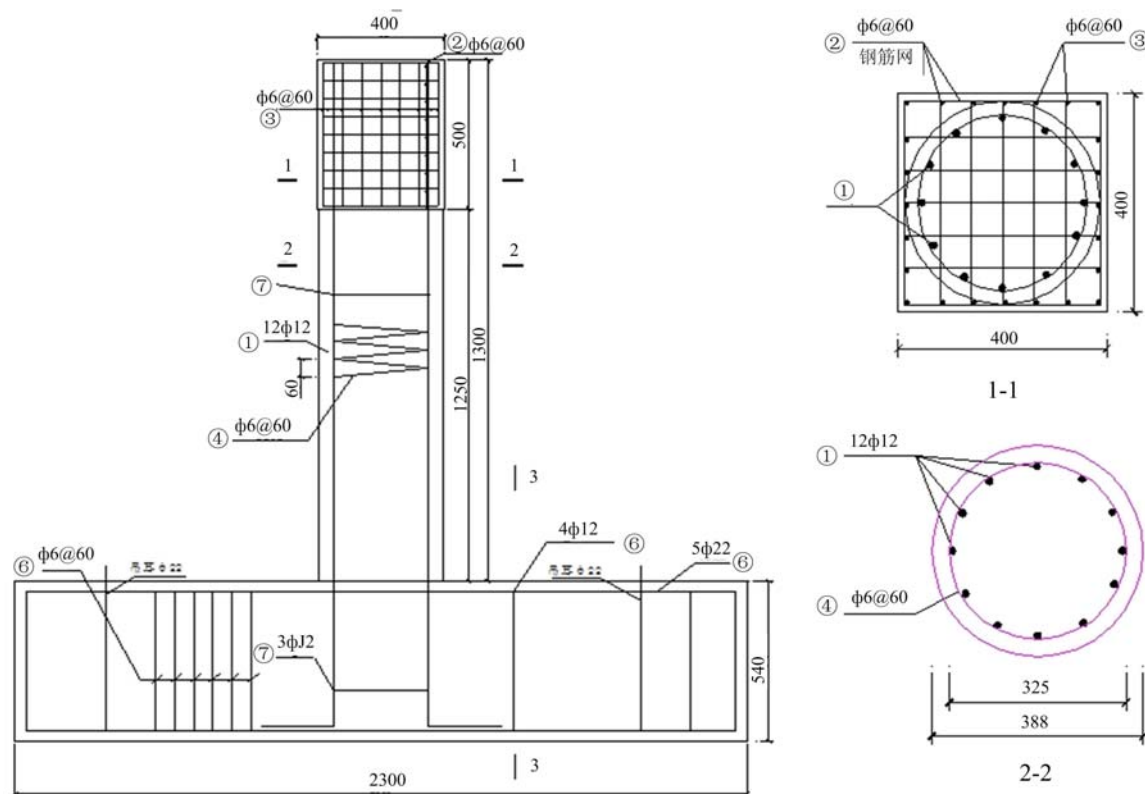


图 1 实验柱尺寸及配筋情况

Fig. 1 Size and reinforcement of specimen

1.2 拟静力实验方法及装置

1.2.1 加载方式

对 RC 柱进行拟静力抗震实验,需要对试件施加水平和垂直两个方向的载荷。对于水平加载,根据《建筑抗震实验方法规程》^[10]的相关规定,本研究的水平往复加载都采用位移控制的方法。在加载初期,试件的峰值位移增量为 $\Delta/L=0.25\%$,且每个位移峰值循环 1 次,直到 $\Delta/L=1\%$ 。其中, Δ 为柱端水平位移, L 为柱水平载荷作用点至基础底座顶面的高度。在柱端峰值位移率达到 $\Delta/L=1\%$ 后,每个位移峰值重复 3 次循环,相应的位移峰值为 $\Delta/L=1\%$ 、 1.5% 、 2% 、 3% 、 4% 、 6% 、 8% 、...,直到实验柱的水平载荷下降到其极限载荷的 85%时,实验终止。相应的水平载荷谱如图 2 所示。

根据规范^[10]的规定以及实验装备的性能,在对试件施加水平载荷前,首先对 RC 柱施加轴向压力,其值为柱截面轴压承载能力的 20%,并保持恒定。然后在轴压力的作用下按照图 2 的方式、采用位移控制模式对 RC 柱施加往复水平载荷,并在正反两个方向不断加载、卸载,以模拟实际地震对 RC 柱的作用。当 RC 柱或 AFL 加固 RC 柱的水平载荷下降到峰值的 85%以下时,可认为试件已破坏,实验终止。

1.2.2 实验装置

本次实验都在广东工业大学结构工程实验室内进行,水平往复载荷采用 1000kN 级别的 MTS 液压作动器来实现。但是,为了使 RC 柱能够按照上述两个方向的加载方式顺利实施拟静力实验,需要开发专用的 RC 柱装夹具及轴压加载装置。

试件轴压力施加系统通过设计两根直径为 8cm 的高强钢棒并对其进行张拉来实现。试件夹持和固定好后将一根预制的扁担梁放置于柱顶,钢棒穿过扁担梁,用一对穿心式液压千斤顶放置在扁担梁上来张拉钢棒,通过扁担梁将高强钢棒的张拉力转化为轴压力施加到柱顶上。钢棒底部采用单向铰连接到底座上,底座通过螺杆固定于地槽上。因为设置了单向铰,使得在加载过程中,钢棒能够在加载平面内自由转动,并随柱顶的位移而自动调整轴压力的施加角度。在实验中,为使轴压力保持恒定,可通过调整千斤顶的压力来实现。

试件的夹持和固定是通过设计 3 根扁担梁,将扁担梁置于试件的底座上,采用螺栓将其与实验室的地槽连接并进行固定。轴压加载装置及实验系统如图 3 所示。

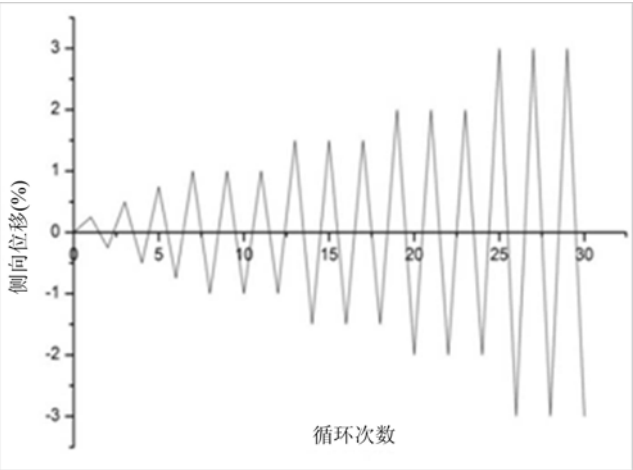
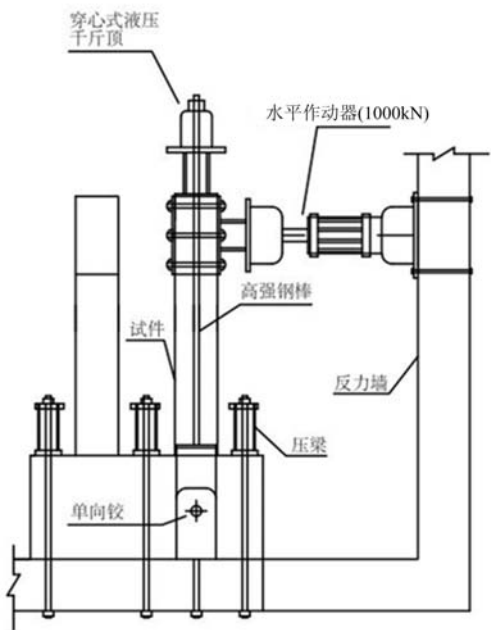


图 2 水平载荷谱

Fig. 2 Horizontal loading spectrum



(a) 试件夹持、固定和加载装置示意图



(b) 实验装置照片

图 3 拟静力实验系统

Fig. 3 Quasi-static testing system

1.2.3 数据采集和记录

试件的载荷一位移实验数据由 MTS 系统自动采集和记录。混凝土和加固材料的应变则由预先布设在其表面的应变片进行测量,并通过动态数据采集仪 TMR-7200 进行采集和记录。在实验过程中,MTS 系统与控制室的计算机相连,将采集到的载荷、位移等数据实时传输到控制计算机上,并显示载荷一位移滞回曲线,以达到实时控制的目的。

应变片的布设方式是:沿实验柱高度方向等高度地选取 3 个截面,距离柱底高度分别为 15cm、30cm、45cm,每个截面上在推、拉方向各粘贴 1 个应变片。应变片从柱底向上依次编号为 1、2、3、4、5、6 (推力方向编号为单数,拉力方向编号为双数)。

1.3 RC 柱的预损伤

将上述 20 根 RC 柱分为 10 组,其中 6 组 12 根柱以 3 个预损伤度 κ 分别进行预损伤,另外 3 组 6 根柱不进行预损伤(即预损伤度 $\kappa=0$),这 9 组 18 根柱将采用芳纶纤维薄板(AFL)予以加固,其余 1 组 2 根柱作为不加固的无损柱拟静力实验之用。所有试件的分组情况如表 1 所示。

表 1 实验条件及实验结果
Tab. 1 Experimental conditions and results

组号	试件编号	预损伤度 κ	AFL 粘贴间距	推拉力 Q_m (kN)		柱顶位移 δ_m (mm)
				(+)	(-)	
1	C-1	0	无加固	110.60	103.78	59.95
	C-2	0	无加固	106.78	112.60	59.87
2	CA-K0-Ⅰ-1	0	0	137.55	140.98	140.67
	CA-K0-Ⅰ-2	0	0	140.98	137.55	140.63
3	CA-K0-Ⅲ-1	0	5cm	126.00	122.22	111.68
	CA-K0-Ⅲ-2	0	5cm	124.65	123.55	110.12
4	CA-K0-Ⅱ-1	0	10cm	117.93	118.57	104.95
	CA-K0-Ⅱ-2	0	10cm	117.57	119.93	104.98
5	CA-K1-Ⅰ-1	0.33	0	128.8	129.11	105.55
	CA-K1-Ⅰ-2	0.33	0	128.65	128.6	104.92
6	CA-K2-Ⅰ-1	0.50	0	114.79	114.92	82.75
	CA-K2-Ⅰ-2	0.50	0	120.33	120.35	89.93
7	CA-K3-Ⅰ-1	0.66	0	116.07	115.95	80.96
	CA-K3-Ⅰ-2	0.66	0	111.0	111.13	74.48
8	CA-K1-Ⅱ-1	0.33	10cm	116.52	116.76	78.95
	CA-K1-Ⅱ-2	0.33	10cm	117.12	117.77	79.23
9	CA-K2-Ⅱ-1	0.50	10cm	115.69	115.55	75.95
	CA-K2-Ⅱ-2	0.50	10cm	116.91	116.46	76.57
10	CA-K3-Ⅱ-1	0.66	10cm	112.37	112.52	74.67
	CA-K3-Ⅱ-2	0.66	10cm	113.25	113.36	76.73

1.3.1 初始损伤度

我国现行《建筑结构设计规范》(GB50010—2010)^[11]中,规定了 RC 结构三水准抗震设计的地震损伤性能目标要遵循“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设计原则。其中,地震设防水准为小震的损伤指标 D 为 0~0.25,中震的损伤指标 D 为 0.25~0.5,大震的损伤指标 D 为 0.5~0.9,而损伤指标 D 的计算采用 Park-Ang 公式,即

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{Q_y \delta_u} \tag{1}$$

式中, δ_m (mm)为试件在地震时的最大变形; δ_u (mm)为试件在单调载荷下的破坏位移; E_h (kN·mm)为累积滞回耗能能量; Q_y (kN)为试件在低周循环载荷下的屈服剪力。

式(1)中的 β 为修正系数,由下式^[12]计算:

$$\beta = 0.7^{100\rho_w}(-0.4447 + 0.073\lambda + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \quad (2)$$

式中, λ 是构件的剪跨比, 当 $\lambda \leq 1.7$ 时, 取为 1.7; n_0 为构件的轴压比, 当 $n_0 \leq 0.2$ 时, 取 0.2; ρ_w 为体积配箍率; ρ_t 为纵向受力钢筋的配筋率。

根据在役桥梁墩柱的普遍损伤情况, 本文选取 RC 柱的损伤指标 D 小于 0.5, 即在“小震不坏、中震可修”范围内。另外, 针对要实施的拟静力抗震实验中 RC 柱的变形特点, 决定以未加固 RC 柱的割线刚度(载荷—位移滞回曲线上两峰值点连线的斜率)作为损伤识别量, 并以此为标准对 RC 柱进行预损伤。因此, 本文的初始损伤度 κ 可定义为:

$$\kappa = \frac{\kappa_1 - \kappa_i}{\kappa_1 - \kappa_{\text{liml}}} \times 100\% \quad (3)$$

式中, κ_1 (kN/mm) 为低周反复载荷实验(拟静力实验)中第 1 次循环加载时的割线刚度; κ_{liml} (kN/mm) 为最后 1 次循环加载时的割线刚度。 κ_i 则为第 i 次循环时的割线刚度, 可由下式计算:

$$\kappa_i = \frac{|+Q_{mi}| + |-Q_{mi}|}{|+\delta_{mi}| + |-\delta_{mi}|} \quad (4)$$

式中, $\pm Q_{mi}$ (kN) 为第 i 次循环正、负向加载时对应的峰值点载荷; $\pm \delta_{mi}$ (mm) 为第 i 次循环正、负向加载时对应的峰值点位移。这些数据由未加固 RC 柱的拟静力实验来确定。

1.3.2 RC 柱的预损伤实验

(1) RC 柱的拟静力实验

为了确定 RC 柱的初始损伤度、以及作为 AFL 加固 RC 柱的对比实验, 利用图 3 所示实验系统, 按照第 1.2 节所示实验方法, 对表 1 所示编号为 C-1 和 C-2 的未加固无损 RC 柱实施了拟静力抗震实验, 其载荷—位移滞回曲线如图 4 所示。

(2) RC 柱的预损伤实验

由图 4 可知, 未加固的无损 RC 柱 C-1 和 C-2 的实验数据基本一致, 离散性较小。因此, 图 4 所示的载荷—位移滞回曲线可以作为本研究的无损 RC 柱的典型载荷—位移曲线, 并据此进行初始损伤度的计算。

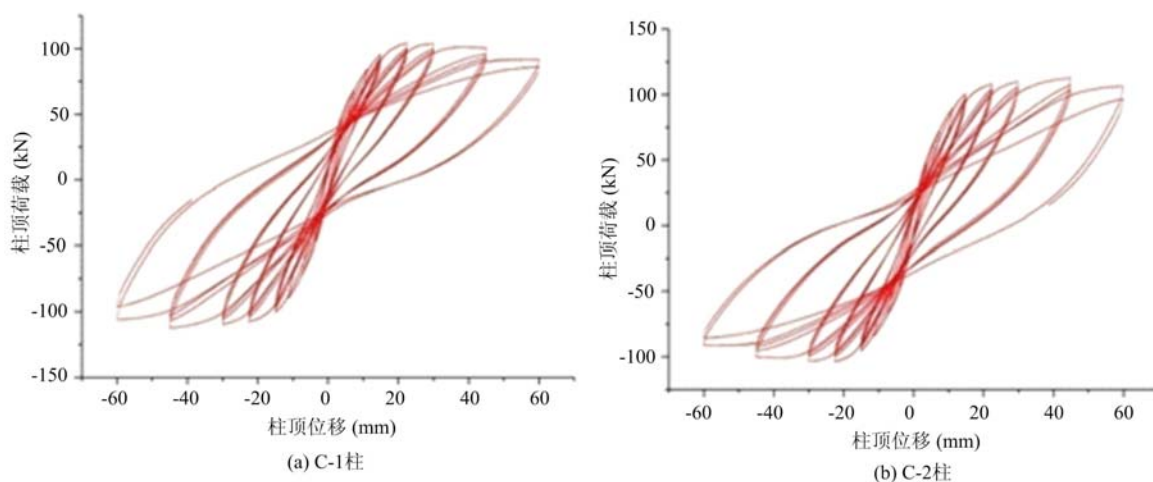


图 4 RC 柱的载荷—位移滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curves of RC columns

以 RC 柱损伤指标 D 小于 0.5 (小震不坏、中震可修范围内) 为目标, 利用式(1)和式(3), 可计算得到损伤指标 D 分别为 0.110、0.187、0.415 以及相应的初始损伤度 κ 分别为 0.33、0.50、0.66。

借助图 3 所示实验系统, 按照第 1.2 节所示实验方法, 对编号为 CA-K1-I/II、CA-K2-I/II、CA-K3-I/II 等 6 组 12 根 RC 柱, 按照初始损伤度 κ 为 0.33、0.50、0.66 分别进行了预损伤(拟静力反复加载)实验。实施了 3 种预损伤 κ 的 RC 柱典型载荷—位移滞回曲线如图 5 所示。

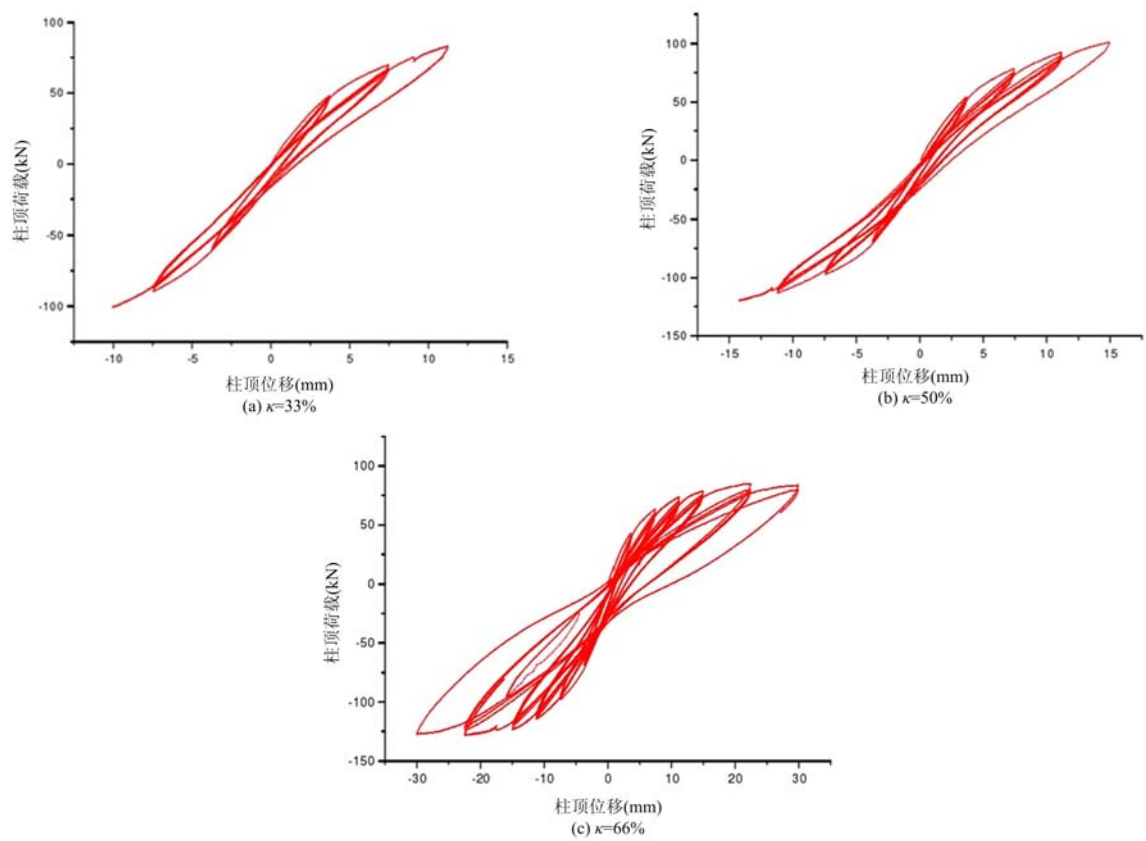


图 5 预损伤 RC 柱的载荷—位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves of pre-damaged RC columns

1.4 RC 柱加固

1.4.1 加固材料

本次实验采用本课题组发明的新型 FRP 片材中的一种“芳纶纤维薄板(AFL)^[8]”,对 6 组 12 根带预损伤 RC 柱和 3 组 6 根无损 RC 柱进行了加固。AFL 为条带状,宽度为 100mm,计算厚度为 0.23mm,长度则根据加固方式而定,在实验室内编制。AFL 的力学性能如表 2 所示。

表 2 AFL 的力学性能

Tab. 2 Mechanical properties of AFL

AFL 型号	原材料(纤维丝)	抗拉强度 f_f (MPa)	弹性模量 E_f (GPa)	泊松比
FA25	Kevlar-49	2900	105	0.33

1.4.2 加固高度

考虑到 RC 柱塑性铰区内部的受剪修复和塑性铰区外部的受剪修复区,本文取 AFL 的加固高度大于或等于塑性铰高度。依据文献[13],可求得实验柱塑性铰的高度为 $h=1.5D$,约 600mm。另外,为防止试件在水平位移较大时,底座对 AFL 造成挤压致使 AFL 过早发生破坏,粘贴 AFL 时,使 AFL 下边缘与底座之间留有 1cm 左右的间隙。

1.4.3 加固方式

在确定了 AFL 的粘贴高度后,为了探讨 AFL 的粘贴方式对加固柱抗震性能的影响,本文采用 3 种螺旋缠绕粘贴方式对 RC 柱进行加固,AFL 的螺旋间距分别为 0mm, 50mm 和 100mm。AFL 的粘贴高度、粘贴加固方式、AFL 的型号确定后,各个试件加固所需 AFL 的长度就可确定。最后,按照型号和长度编制好 AFL,就可按照表 1 所示实验计划对 6 组 12 根带预损伤 RC 柱和 3 组 6 根无损 RC 柱进行加固,如图 6 所示。



图6 AFL加固RC柱

Fig. 6 Reinforced RC columns with AFL

2 加固柱拟静力实验结果及分析

利用上述实验系统和实验方法,对表1所示18根AFL加固无损及预损伤的RC柱实施了拟静力抗震实验,观测了各种加固柱的破坏形态,获得了载荷~位移滞回曲线、骨架曲线、割线刚度退化曲线,并计算了加固柱的滞回耗能。试件破坏时的极限推拉力 Q_m 及位移 δ_m 示于表1。

2.1 试件破坏形态

将RC柱C1的破坏形态与满包加固无损柱CA-K0-I-1、满包加固预损柱CA-K2-I-1(预损伤度 $\kappa=0.50$)以及满包加固预损柱CA-K3-I-2(预损伤度 $\kappa=0.66$)的破坏形态一起示于图7。对于RC柱C1,当侧移率为3.0%时(45mm),其混凝土保护层出现大面积压碎、剥落,纵筋外露,在距柱子根部高10cm处,纵筋向外屈曲,核心区混凝土破碎(图7(a));对于满包加固柱,当侧移率达到10%左右,加固柱的水平载荷下降到峰值的85%以下时,无损柱CA-K0-I-1的AFL没有出现脱空现象,基本上完好无损(图7(b));此时,预损柱CA-K2-I-1和CA-K3-I-2的AFL在柱底存在脱空、裂开的现象。而且,预损伤度 κ 越大,加固柱最终破坏时,AFL裂开越严重(图7(c)、(d))。

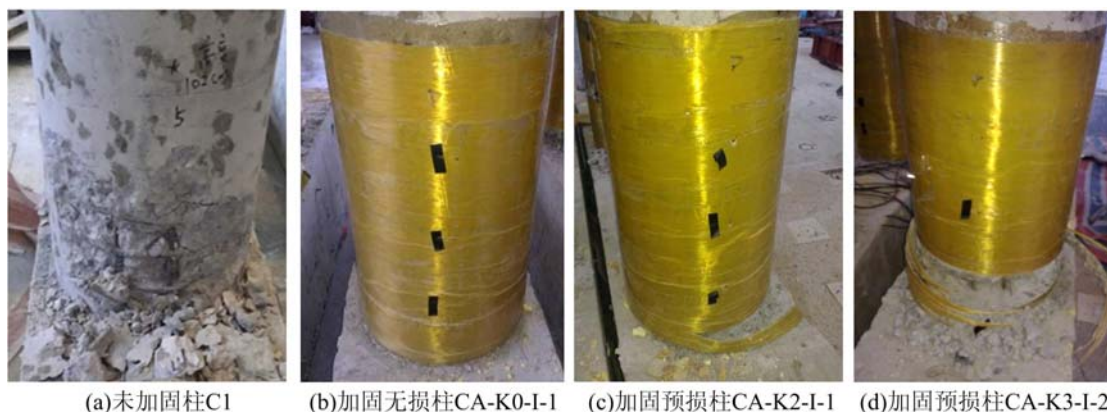


图7 AFL满包加固及未加固柱的破坏形态

Fig. 7 Failure modes of RC columns without/with fully wrapped AFL

在塑性区内采用10cm间距螺旋粘贴AFL加固各种RC柱的破坏形态如图8所示。无论是无损还是预损伤RC柱,经AFL加固后,它们的破坏过程和破坏形态基本相同。在加载初期,加固柱处于弹性阶段,混凝土表面未出现裂缝;随着侧向位移量的增加,AFL粘贴处未见混凝土鼓起,AFL对柱端部发挥了重要的约束作用。加固柱在往复水平载荷作用下,未粘贴AFL的柱底部区域混凝土逐渐鼓起开裂、剥离并导致AFL产生应力集中。当侧移率为10%左右时,加固柱的受拉侧下端部AFL套箍被拉断。而且,预损伤度 κ 越大,加固柱最终破坏时,柱底部区域混凝土的开裂、剥离以及AFL套箍的断裂越严重。

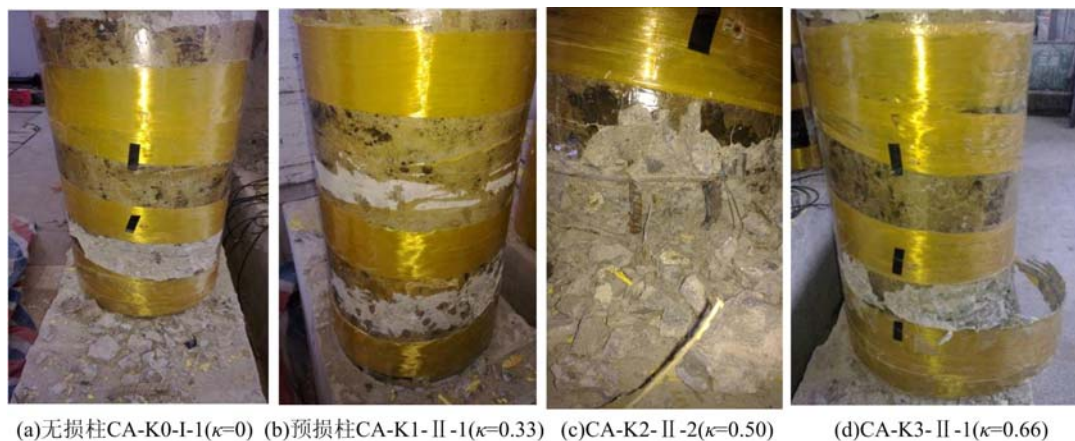


图 8 10cm 间距 AFL 加固柱的破坏形态

Fig. 8 Failure modes of RC columns strengthened with AFL at 10cm distance

2.2 荷载—位移滞回曲线

荷载—位移滞回曲线一般对应于 3 个工作阶段,即弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段。由图 9(b)、图 5 和表 2 可知,未加固无损 RC 柱的延性较差,变形能力较小。随着加载的逐步增加,柱的变形逐渐增大,柱中混凝土中的斜裂缝彼此交叉,由外向内逐渐破碎,柱的刚度和承载力也逐渐退化,滞回曲线产生“捏缩”效应逐渐变成弓形,耗能能力也随之变差。

18 根 AFL 加固 RC 柱试件的荷载—位移滞回曲线如图 9 所示。整体来说,当水平荷载接近加固柱的极限强度时,滞回曲线开始由梭型向反 S 型发展,达到极限荷载后,滞回曲线倒向位移轴,承载力下降,直到试件破坏。而且,粘贴 AFL 加固后,各加固柱的滞回特性得到了改善,其变形较大。采用有间距 AFL 条带加固的 RC 柱,其滞回特性比 AFL 满包粘贴加固柱的滞回特性差,说明核心混凝土约束程度越高,滞回曲线较未加固无损 RC 柱更饱满,滞回耗能提高效果越大。加固柱试件的钢筋屈服以后,其滞回环所围面积明显大于未加固无损 RC 柱,说明 AFL 加固后柱的变形能力即吸收消耗地震能量的能力增强。

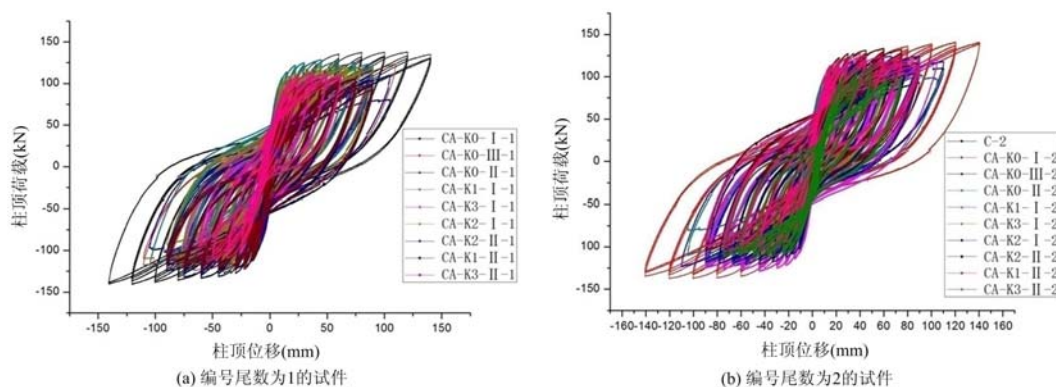


图 9 加固柱的荷载~位移滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curves of strengthened columns

与未加固无损 RC 柱相比,加固损伤柱的极限荷载、耗能能力和延性都有较大提高,说明 AFL 加固 RC 柱提高了其抗震性能,而不同预损伤程度加固柱的对比则表明,预损伤程度越小,其加固后的抗震性能越优。

2.3 骨架曲线

骨架曲线是每次循环加载时水平力达到峰值时的轨迹,反映了构件受力与变形的各个不同阶段及特性(强度、刚度、延性及耗能等)。骨架曲线在研究非线性地震反应时,描述了每级加载的荷载—位移曲线达到峰值点的轨迹,大体反映了试件在整个加载过程中的强度变化及延性特征。

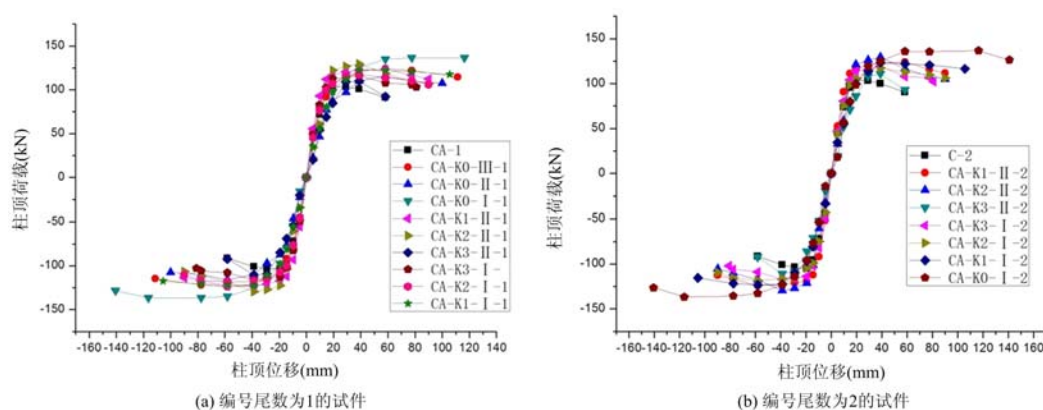


图 10 试件的骨架曲线

Fig. 10 Skeleton curves of specimens

由图 10 可知,外包 AFL 加固 RC 柱可有效地提高柱的延性。然而,在小位移情况下所有试件的骨架曲线基本重合,说明外包 AFL 加固基本上不增加柱的刚度,也不会改变结构的动力特性,但 AFL 加固使得 RC 柱在屈服以后相当大的侧向位移范围内,保持侧向力基本稳定,使结构柱的延性和耗能能力得到很大提高,改善结构柱的抗震性能。从图 10 也可以看出,未加固 RC 柱从侧向位移 10mm 到 20mm 时,侧向力随侧移率呈稳定增长状态;侧向位移超过 20mm 后,侧向力基本不变,下降趋势不明显;直至侧向位移达到 60mm 左右时,试件破坏。相对而言,未加固 RC 柱的变形能力较差,延性不好。对于在塑性区内以 10cm 和 5cm 间距螺旋粘贴 AFL 加固 RC 柱,其侧向位移达到 40mm 之前,侧向力随侧移率呈稳定增长状态;侧向位移超过 40mm 后,侧向力基本不变,下降趋势不明显,直至侧向位移达到 93mm 左右时,试件破坏。也就是说,AFL 加固 RC 柱的变形能力和延性较好。

2.4 割线刚度退化曲线

编号尾数为 1 的 10 根试件在拟静力实验中的割线刚度变化情况如图 11 所示。由该图可知,试件的割线刚度随循环次数的增加而退化。在实验前期,割线刚度退化很快;随着实验的进行,后续每级循环间的割线刚度差距减小,同一级循环内的割线刚度退化平稳。对比试件 CA-K0-I-1 与 C-1,前者的初始割线刚度只有未加固柱 C-1 的 91.7%,但在经历 19 次循环后,C-1 的割线刚度却仅为前者的 48.1%。这表明采用 AFL 对预损伤柱的加固能减慢其在地震作用下的割线刚度的退化速率。对于 10cm 间距螺旋粘贴 AFL 加固损伤柱,其割线刚度与循环次数之间的关系曲线的变化趋势与满包加固损伤柱的相似。

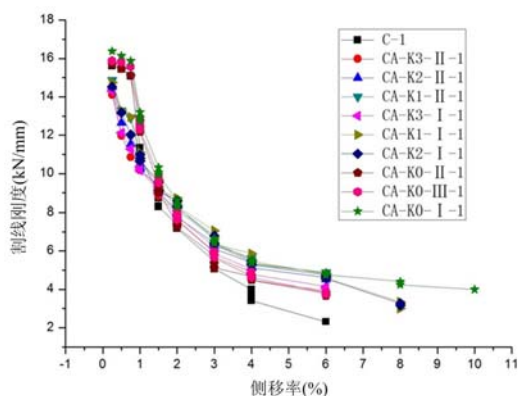


图 11 割线刚度退化曲线

Fig. 11 Degradation curves of secant stiffness

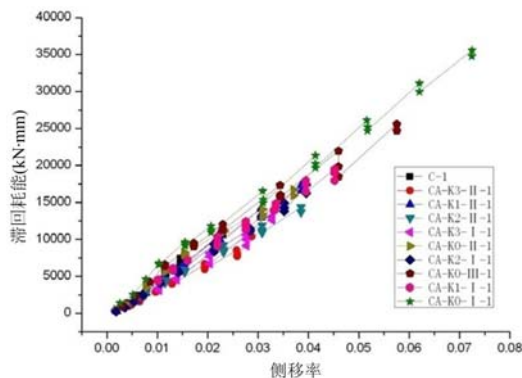


图 12 滞回耗能与侧移率的关系

Fig. 12 Relationship between hysteretic energy and drift rate

2.5 滞回耗能

为探讨试件的滞回耗能情况,以编号尾数为 1 的试件为例,根据各试件的载荷—位移滞回曲线计算其滞回耗能,并示于图 12。由该图可知,对于未加固 RC 柱在侧移率小于 0.75% 时,耗能能力大致成线性缓慢变化。随着侧移率的不断增加,其耗能能力不断增大;对于预损伤加固柱,其耗能能力一直随侧移率的增大而增加。在侧移率达 0.75% 时,试件 C-1 和 CA-K0-I-1 的耗能能力分别为 $457.8 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ 和 $1693 \text{ kN} \cdot \text{mm}$,这表明 AFL 加固带损伤柱,从加载开始便发挥其提高耗能能力的作用。随着侧移率的不断提高,AFL 发挥作用愈加明显,在同一侧移率下的三次循环中,第一次循环时的耗能能力最大。在加载过程中,混凝土和 AFL 的损伤不断累积,导致下一次同级循环耗能的能力下降。

由图 12 可知,不同预损伤柱在采用 AFL 加固后,其耗能能力随侧移率的增大而增加。在同一侧移率下的每级循环中,第一次循环的耗能能力大于后面两次。由不同预损伤度加固柱的曲线可知,试件 CA-K1-I-1、CA-K2-I-1、CA-K3-I-1 从上到下依次排列,在同一侧移率下,预损伤度越小其耗能能力越大。当侧移率为 4% 时,三者的耗能能力分别为 $6310 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ 、 $5549 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ 和 $3976 \text{ kN} \cdot \text{mm}$,即预损伤度 κ 为 0.33 的加固柱的耗能能力远大于预损伤度为 0.66 的加固柱。

3 结论

本文采用本课题组发明的新型 FRP 片材——芳纶纤维薄板(AFL)加固受损的 RC 圆柱,并对其抗震性能进行初步的探讨,得到了如下主要结论:

(1) 以无损 RC 柱的割线刚度定义了初始损伤度,并以此作为损伤识别量,提出了 RC 柱的预损伤方法、AFL 加固方法以及加固柱的拟静力抗震实验方法;通过设计和制作 RC 柱的装夹具、轴压力加载装置,并借助 MTS 系统,成功地对具有不同初始损伤度(0, 33%, 50%, 66%)、不同 AFL 加固方式(满包、间距为 5cm 和 10cm 的螺旋加固)的试件实施了拟静力抗震实验。

(2) 螺旋粘贴 AFL 加固受损 RC 柱可有效提高试件的破坏点位移,改善其延性变形能力。相对于未加固无损 RC 柱,加固柱破坏点位移随 AFL 加固间距减小而提高,随试件预损伤度增加而减小。

(3) 螺旋粘贴 AFL 加固受损 RC 柱可有效提高其割线刚度,延缓割线刚度的退化。加固柱的割线刚度退化速率随着 AFL 加固间距的减小而变小,随着预损伤度的增加而增大。

(4) 螺旋粘贴 AFL 加固受损 RC 柱可有效提高其滞回耗能能力。加固柱的滞回耗能量随着 AFL 加固间距的减小而增大,随着预损伤度的增加而减小。

参考文献:

- [1] Xiao Y, Wu H, Martin R. Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1999, 125(3):255—264.
- [2] Xiao Y, Sheikh S A, Li Z X. Applications of FRP composites in concrete columns[C]. FRP Composites in Civil Engineering. Hong Kong:ELSEVIER, 2001, 6(3):731—740.
- [3] Saiidi M S, Sanders D H, Gordaninejad F, et al. Seismic retrofit of non-prismatic RC bridge columns with fibrous composite [C]. Proc. of 12WCEE, Paper No. 0143, Auckland, NewZealand, 2000, 2:143—151.
- [4] Shamim A Sheikh, Grace Yan. Seismic behavior of concrete columns confined with steel and fiber-reinforced polymers[J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(1):72—81.
- [5] Medhat A Haroun, Hussein M Elsanadedy. Behavior of cyclically loaded squat reinforced concrete bridge columns upgraded with advanced composite-material jackels [J]. Journal of Bridge Engineering, 2005, 10(6):741—748.
- [6] 邓宗才, 李建辉. 混杂 FRP 加固腐蚀混凝土柱恢复力模型研究[J]. 工程力学, 2011, 28(8):151—159 (DENG Zongcai, LI Jianhui. Study on restoring force model of RC corroded columns strengthened with hybrid FRP[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(8):151—159 (in Chinese))
- [7] 黄照南. CFRP 修复震后严重破坏钢筋混凝土桥墩抗震性能实验研究[D]. 大连理工大学, 2009 (HUANG Zhaonan. Experimental study on seismic performance of serious damaged reinforced concrete bridge pier repaired with CFRP [D]. Dalian University of Technology, 2009 (in Chinese))

- [8] 黄培彦, 曾竞成. 纤维薄板及其应用[P]. 中国发明专利, 专利号: ZL200410026742.8, 2004 (HUANG Peiyan, ZENG Jingcheng. Carbon fiber laminate and its application [P]. Chinese Patent No. ZL200410026742.8, China Patent Administration, 2004 (in Chinese))
- [9] Committee ACI 318-2002. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02) [S]. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute, 2002.
- [10] 《建筑抗震实验方法规程》(JGJ101-96)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996 (The building seismic experiment procedures (JGJ101-96) [S]. Beijing: China Building Industry Press, 1996 (in Chinese))
- [11] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范(GB50010-2010)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (The national standard of the People's Republic of China. The concrete structure design code (GB50010-2010) [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010 (in Chinese))
- [12] 顾冬生. FRP 加固钢筋混凝土圆柱抗震性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2007 (GU Dongsheng. Study on seismic performance of reinforced concrete columns strengthened with FRP [D]. Nanjing: Southeast University, 2007 (in Chinese))
- [13] 滕锦光. FRP 加固混凝土结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005 (TENG Jinguang. FRP reinforced concrete structures [M]. Beijing: China Building Industry Press, 2005 (in Chinese))

Quasi Static Experimental Study of Seismic Performance of Damaged RC Column Strengthened with AFL

CHEN Jing-wen, GUO Xin-yan, ZHENG Xiao-hong, LUO Shan-shan, HUANG Pei-yan

(School of Civil Engineering and Transportation, Guangzhou 510640, China)

Abstract: In service bridge pier column, which has been damaged and is lack of bearing capacity and seismic performance, is badly needed to be strengthened. In this paper, the strengthening of damaged reinforced concrete (RC) bridge pier column by using a novel fiber reinforced polymer (FRP)-aramid fiber laminate (AFL) and its pseudo static seismic performance testing method were studied, and its pseudo static seismic performance experiment was carried out. Results show that AFL strengthening method adopted in this paper can effectively improve the shear bearing capacity, limit displacement, ductile deformation capacity and hysteretic energy dissipation capacity of damaged reinforced concrete column strengthened by AFL.

Keywords: Aramid fiber laminate (AFL); seismic performance; damaged column; Reinforced concrete (RC)