

L 型纤维加固钢筋混凝土框架节点的抗震性能

商兴艳¹, 余江滔¹, 陆洲导¹, 张克纯²

(1. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 无锡高铁站商务区建设局, 江苏 无锡 214105)

摘要: 试验研究了 L 型外贴纤维片材(FRP)加固震损钢筋混凝土框架节点的抗震性能, 结果表明碳纤维(CFRP)和玄武岩纤维(BFRP)可以提高节点的承载力. 采用常规的受弯加固计算公式, 得到的纤维应变值和试件的承载力远大于试验值. 借鉴基于端部剥离的侧面粘贴纤维加固材料抗剪加固的算法, 计算结果与试验数据相符, 表明该算法可以用于分析 L 型外贴纤维加固钢筋混凝土内框架节点的力学性能.

关键词: 地震损伤; 框架节点; L 型纤维加固; 抗震性能

中图分类号: TU375.4

文献标志码: A

Seismic Performance of Rehabilitated RC Framed Joints Strengthened with L-Shaped FRP

SHANG Xingyan¹, YU Jiangtao¹, LU Zhoudao¹, ZHANG Kechun²

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Construction Office of Business District of Wuxi High Speed Railway Station, Wuxi 214105, China)

Abstract: This paper researches the rehabilitated effects of seismic damaged reinforced concrete (RC) interior framed joints externally strengthened with L-shaped fiber reinforced polymer (FRP) laminates and the results show that FRPs can enhance the ultimate strength of the joints. However, the strain values calculated by the bending strength formula in American Concrete Institute (ACI) code and references of Chen and Teng are much higher than those obtained in the test. For this reason, the writers adopt the method by shear strengthening with FRP being stucked on two sides. The calculation results agree with the test results, which proves the arithmetic to be able to be used to analyze the mechanism performance of the internal framed joints externally strengthened with L-shaped fibers.

Key words: seismic damage; beam-column joint; L-shaped fiber strengthening; seismic performance

地震中, 框架节点区域容易发生破坏, 是结构物最薄弱的部位之一. 现浇内框架节点通常由两个方向的框架梁、框架柱及现浇楼板组成, 加强材料难以穿越楼板或节点核心区, 不能实现贯穿下层柱端和上层柱底的加固. 另外, 进行框架梁端的加固时, 由于框架柱的存在, 加强材料也难以贯通, 不能实现两侧梁端的有效加固. 对于这种情况, 工程人员将加强材料弯折成 L 型, 固定在框架梁、柱端部表面来完成加固, 如图 1 所示. 对于这种 L 型加固梁柱节点的方法有很多的研究. Mukherjee 等^[1]用纤维(FRP)条加固二维梁柱节点, FRP 条带弯折成 L 型, 试验表明 L 型纤维加固梁柱节点不仅可以恢复, 甚至可大大提高节点的屈服强度、初始刚度和耗能能力. El-Amoury 等^[2]做了三个二维梁柱节点试件. 先对试件施加水平地震荷载直到试件破坏, 震损后再用玻璃纤维(GFRP)材料加固, 发现 L 型纤维加固可提高节点的抗剪能力, 节点破坏时表现出更好的延性性能. Le-Trung 等^[3]研究了不同的纤维粘贴形式(包括 L 型、X 型、T 型和混合型)对加固效果的影响, 结果表明 X 型最能有效提高试件的延性和强度, 但是由于 L 型加固方法具有施工便捷的优点而被大量地应用到实际工程中. 上述梁柱节点的研究都是二维的, 没有考虑现浇楼板和正交方向梁, 主要是“节点核心区破坏”或是“梁端破坏”^[4-7]. 然而, 根据真实的地震现场调查, 现浇框架的内节点往往是“柱端破坏”. 其主要原因如下: 大部分试验构件被设计为不带楼板的平面二维十字节点, 即试件没有现浇楼板和正交方向框架梁. 实际上, 混凝土现浇板会大幅度

收稿日期: 2012-11-01

基金项目: 国家自然科学基金(50778134); 教育部高等学校博士学科点专项科研基金(200802471089); 上海市工程结构新技术重点实验室合作课题(2012-HZ04)

第一作者: 商兴艳(1989—), 女, 博士生, 主要研究方向为混凝土抗火. E-mail: shangxingyan19891226@126.com

通讯作者: 陆洲导(1957—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为混凝土抗火. E-mail: lzd@tongji.edu.cn

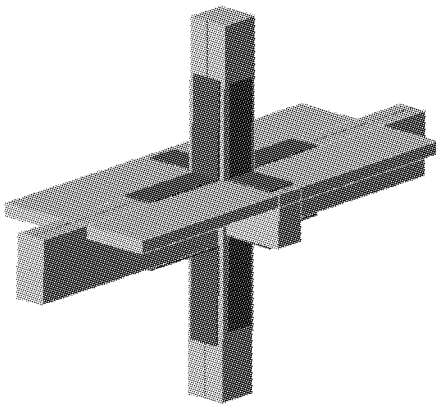


图 1 框架节点区域的 L 型外贴法加固
Fig.1 L-shaped external strengthening of frame joint core

提高梁的抗弯承载力,导致地震中的“强梁弱柱”现象^[8-13]. 由于正交框架梁对核心区的约束作用,实际地震中内框架节点也很少出现核心区的交叉裂缝. 因此,本文研究带现浇楼板的三维内框架节点. 为了解外贴 L 型加固的效果,进行 10 个三维框架节点的

低周荷载试验,并对加固材料在荷载作用下的利用率进行了分析,提出了建议性的计算方法.

1 试验过程

1.1 试件的制作细节

试件的制作分两批,共 10 个试件. 第一批为碳纤维(CFRP)加固系列试验,共五个试件,编号 J-1~J-5. 第二批为玄武岩纤维(BFRP)加固系列试验,共五个试件,编号 J-6~J-10. 其中,J-1 和 J-6 为对比试件. 节点试件如图 1 和 2 所示. 主方向框架梁截面尺寸为 150 mm×300 mm,柱截面尺寸 200 mm×200 mm,板宽 800 mm,厚 60 mm. 正交梁的截面尺寸为 150 mm×250 mm,试件参照文献[14]的做法,试件梁和柱的长度取反弯点之间的距离,梁端距为 2 540 mm,加载点距离 2 300 mm,柱端距为 1 740 mm,加载点距离 1 500 mm. 加固材料和钢筋的性能如表 1 和 2 所示.

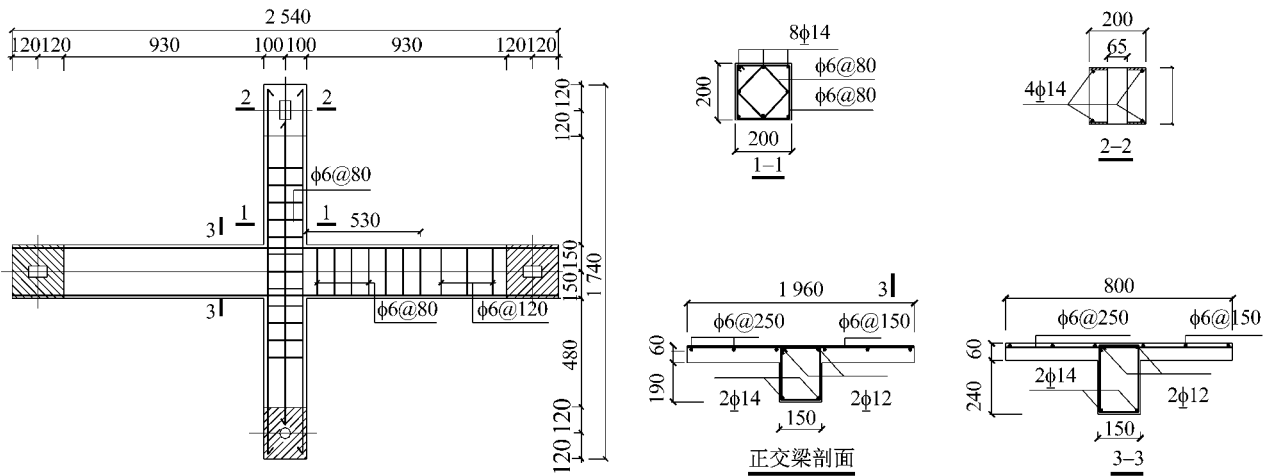


图 2 节点主方向布置
Fig.2 Dimensions and reinforcements details of joints in major direction

表 1 加固材料的性能指标

Tab.1 The property index of strengthening materials		
指标	碳纤维	玄武岩纤维
抗拉强度/MPa	4 200	3 200
弹性模量/MPa	235 000	90 000
厚度/mm	0.119	0.119
延伸率/%	1.7	2.7

J-1~J-5 与 J-6~J-10 为两个阶段的浇筑试件. 通过材性试验得到:J-1~J-5 混凝土的棱柱体(150 mm×150 mm×300 mm)抗压强度为 21.5 MPa,弹性模量约为 31.2 GPa;J-6~J-10 混凝土的棱柱体(150 mm×150 mm×300 mm)抗压强度为 24.2

表 2 钢筋的材料性能

Tab.2 Material property of rebar				
试件	材料性能	直径/mm		
		6	12	14
J-1~J-5	屈服强度/MPa	315	371	387
	极限强度/MPa	530	539	553
	弹性模量/MPa	2.00×10 ⁵	2.00×10 ⁵	2.00×10 ⁵
J-6~J-10	屈服强度/MPa	375	380	473
	极限强度/MPa	569	561	662
	弹性模量/MPa	2.10×10 ⁵	2.10×10 ⁵	2.10×10 ⁵

MPa,弹性模量约为 26.1 GPa.

1.2 加载与加固试验

试验顺序是第一次加载试验(预损试验)一加固

试验—第二次加载试验.

加载试验中采用液压千斤顶对试件顶部一次性施加竖向轴力,保持荷载水平直到试验结束(模拟框架中、下层的柱轴力).采用申克机对约束试件的钢支架顶部施加水平低周荷载,由力和位移共同控制.在钢筋屈服前采用力控制,每一级荷载循环二次,直到框架梁或柱的受拉主筋达到屈服.主筋屈服后采用位移控制,位移采用等幅变幅加载^[14],每级等幅循环三次,然后增大加载点位移量进行下一步加载.试验加载如图 3 所示.采用电阻式位移计和应变片测量试件的位移和应变.本文后面提及的位移数据均为试件的顶部位移.

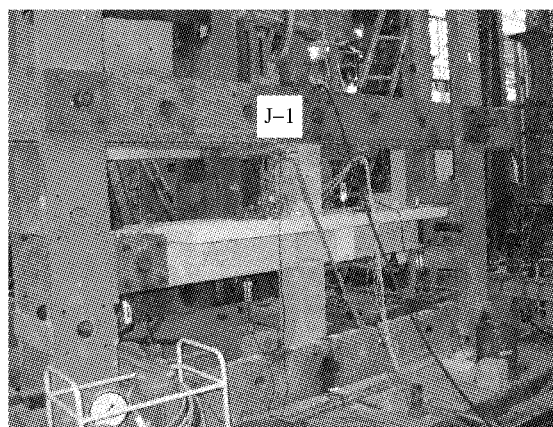


图 3 试件加载示意图

Fig. 3 Schematic picture of loading process

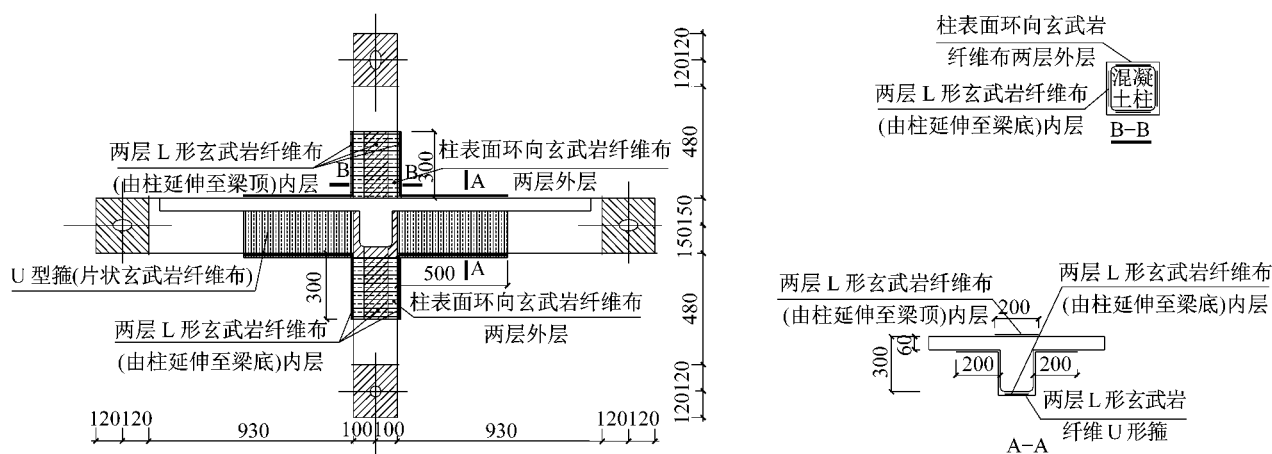


图 4 试件的外贴纤维加固图

Fig. 4 Details of external strengthening with FRP

2 试验结果的对比分析

2.1 注胶灌缝对刚度的影响

第一次试验中,J-2~J-5 和 J-7~J-9 经受的最大侧向位移为 11, 22 和 33 mm, 不同位移对应的侧

J-1 和 J-6 为对比试件,在第一次加载试验中不经加固直接加载至破坏.试件 J-2~J-5 和 J-7~J-9 先进行预损试验,预损位移取 11, 22 和 33 mm 三者之一.然后进行加固试验,加固方式如表 3 所示.其中对于需要灌缝的试件,采用双轴向持续加压注射器以低压持续注射方式注入高强环氧树脂浆体.试件 J-2~J-5 为碳纤维加固,J-7~J-10 为玄武岩纤维加固,纤维加固如图 4 所示,碳纤维与玄武岩纤维的加固方式和加固量相似.加固后,试件的名称增加一个字母 R,如加固后的 J-2 试件名称为 J-2R.最后,加固试件 J-2R~J-5R 和 J-7R~J-9R 在第二次加载试验中破坏.J-10 不进行预损试验,直接用玄武岩纤维加固后加载至破坏.

表 3 试件的加固方式

Tab. 3 Strengthening schemes of the specimens

试件 编号	预损位移/ mm	位移角/ %	是否灌缝 修复	加固 方式	轴力/ kN
J-1	33	2.20		对比试件	196.0
J-2	11	0.73	是	碳纤维	196.0
J-3	22	1.47	是	碳纤维	196.0
J-4	11	0.73	是	碳纤维	117.6
J-5	22	1.47	是	碳纤维	117.6
J-6	33	2.20		对比试件	196.0
J-7	33	2.20	否	玄武岩纤维	196.0
J-8	22	1.47	是	玄武岩纤维	196.0
J-9	22	1.47	是	玄武岩纤维	196.0
J-10R	33	2.20		玄武岩纤维	196.0

向荷载如表 4 所示.加固后,试件 J-2R~J-5R 和 J-7R~J-9R 分级加载至破坏.第二次试验中,位移为 11 mm 时,加固试件的侧向荷载均小于第一次试验的数值,也小于两个对比试件.其中,没有进行灌缝处理的 J-7R 试件,其 11 mm 位移对应的荷载远小于 J-7.然而,从 22 mm 位移对应的荷载结果来看,J-

3R,J-5R 以及 J-7R~J-9R 的数值均大于其第一次试验结果. 33 mm 位移对应的荷载结果则更加明显.

表 4 各试件侧向位移对应的侧向荷载

Tab.4 Lateral loads of the specimens corresponding to lateral displacements

试件编号	11 mm 位移对应承载力/kN	22 mm 位移对应承载力/kN	33 mm 位移对应承载力/kN
J-1	43.6	54.7	55.7
J-2	44.5		
J-2R	40.5	63.7	68.5
J-3	42.4	55.9	
J-3R	38.6	65.8	69.5
J-4	46.9		
J-4R	46.0	67.1	67.1
J-5	39.1	57.8	
J-5R	35.6	64.3	68.5
J-6	38.5	64.2	70.9
J-7	32.7	46.2	65.2
J-7R	15.6	48.6	68.6
J-8	36.9	55.2	
J-8R	28.4	58.1	68
J-9	35.6	49.9	
J-9R	25.4	54.3	70.6
J-10R	39.0	65.9	78.1

对比 11 mm 位移对应的承载力可知,在纵向钢筋屈服和纤维充分发挥作用前,虽然注胶灌缝可以一定程度地恢复试件的刚度,但由于一些细小的,难以填充裂缝的存在,试件刚度没有完全恢复.但随着侧向位移的增大,裂缝持续开展,钢筋达到屈服后,碳纤维片材及玄武岩纤维片材逐渐发挥作用,试件的刚度达到甚至超过未受损的试件的刚度.

2.2 外贴加固材料对内框架节点的影响

J-1,J-2R~J-5R 的荷载-位移角的骨架曲线如图 5 所示.与 J-1 相比,J-2R~J-5R 峰值荷载 P_{max}

(正反向加载平均值)、峰值位移角 θ_{max} (P_{max} 对应的位移角)、极限位移角 θ_u (极限荷载 $0.85P_{max}$ 对应的位移角)的提高幅度如表 5 所示.与 J-1 相比,碳纤维外贴加固的试件 J-2R~J-5R 的峰值荷载的平均提高幅度为 23.8%,极限位移角平均提高幅度为 23.0%.可以看出,碳纤维加固后,虽然峰值位移角变化不大,但构件的峰值荷载和极限位移角有明显增加,说明修复后试件的强度和延性得到了提高.

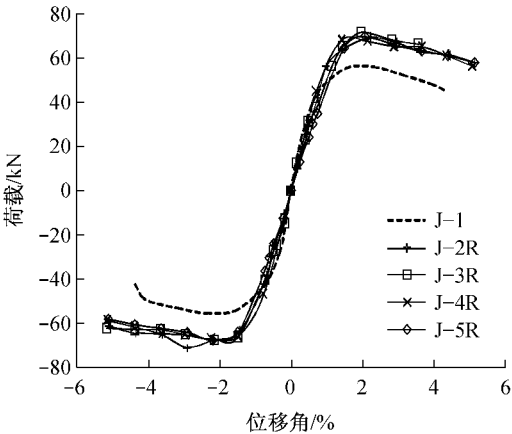


图 5 J-1 和 J-2R~J-5R 的骨架曲线

Fig.5 The back-bone curves of J-1,J-2R~J-5R

J-6,J-7R~J-10R 的荷载-位移角的骨架曲线如图 6 所示.与 J-6 相比,J-7R~J-10R 峰值荷载 P_{max} 、峰值位移角 θ_{max} 、极限位移角 θ_u 的提高幅度如表 6 所示.与 J-6 相比,玄武岩纤维外贴加固的试件 J-7R~J-10R 的峰值荷载的平均提高值仅为 6.4%,但极限位移角平均提高了 44.3%.这说明岩武岩纤维提高构件的强度有限,但是可以显著提高构件的延性.

表 5 J-2R~J-5R 峰值荷载和位移角的提高幅度

Tab.5 The increasing rate of peak strength and drift ratio of J-2R~J-5R

构件编号	P_{max} /kN	P_{max} 相对 J-1 提高幅度/%	θ_{max} /°	θ_{max} 相对 J-1 提高幅度/%	θ_u /°	θ_u 相对 J-1 提高幅度/%
J-1	55.7		2.3		4.2	
J-2R	70.2	26.0	2.6	8.8	5.1	23.0
J-3R	69.5	24.8	2.0	-12.8	5.1	21.9
J-4R	67.5	21.3	2.2	-7.0	5.1	23.3
J-5R	68.5	23.1	2.1	-9.4	5.1	23.6

表 6 J-7R~J-10R 峰值荷载和位移角的提高幅度

Tab.6 The increasing rate of peak strength and drift ratio of J-7R~J-10R

构件编号	P_{max} /kN	P_{max} 相对 J-6 提高幅度/%	θ_{max} /°	θ_{max} 相对 J-6 提高幅度/%	θ_u /°	θ_u 相对 J-6 提高幅度/%
J-6	71.4		2.3		4.4	
J-7R	75.8	6.2	3.3	54.9	6.7	41.5
J-8R	75.8	6.2	3.3	60.4	7.0	44.1
J-9R	72.6	1.7	3.3	57.7	6.9	42.3
J-10R	79.6	11.5	3.5	45.3	6.3	49.4

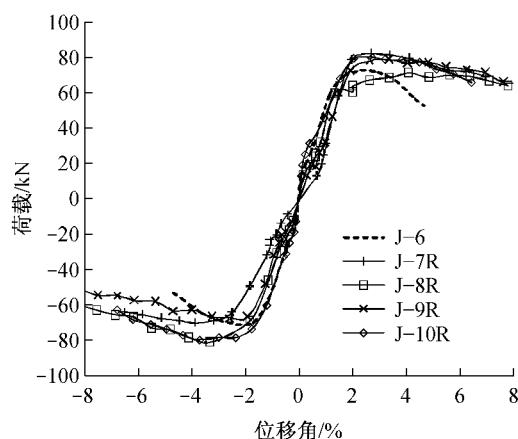


图6 J-6和J-7R~J-10R的骨架曲线

Fig.6 The back-bone curves of J-6, J-7R~J-10R

3 L型外贴纤维材料的利用率分析

3.1 试验中纤维的利用率

从骨架曲线的各项指标来看,采用纤维加固并用灌缝修复对构件抗震性能恢复具有一定的效果.图7给出了J-1的碳纤维在反复荷载下的应变曲线.其他构件纤维的荷载-应变与此类似.

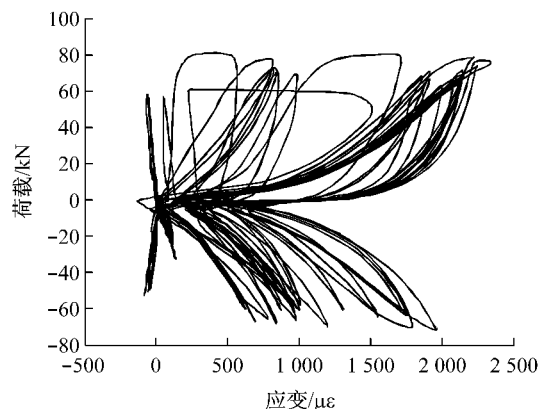


图7 J-1试件荷载-梁底纵向纤维应变

Fig.7 Hysteretic loops of longitudinal laminate under the column (J-1)

将所有加固构件的梁端纤维应变骨架曲线进行平均,如图8和9所示,图例中的“平均值”分别是J-2R~J-5R曲线和J-7R~J-10R曲线的再次平均.

从上述“平均值”曲线可以发现,碳纤维应变的最大值为 $2\,628\,\mu\epsilon$,玄武岩纤维最大应变为 $3\,271\,\mu\epsilon$.由表1可知,碳纤维和玄武岩纤维的延伸率(即纤维拉断时的应变)分别是1.7%和2.7%,因此,试验中碳纤维和玄武岩纤维的应变利用率(即纤维实测最大应变与纤维拉断时应变的比值)仅为15.46%和12.11%.

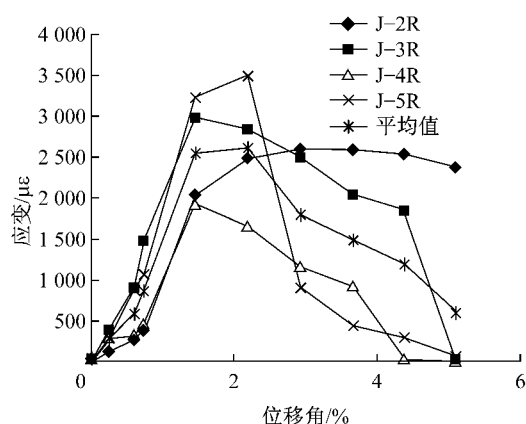


图8 荷载-碳纤维纵向应变骨架曲线

Fig.8 Back bone curves of the load and CFRP longitudinal strain

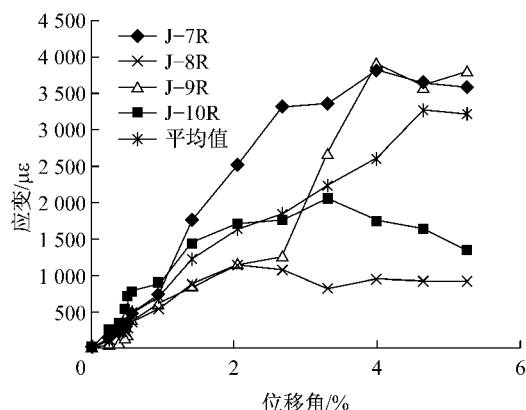


图9 荷载-玄武岩纤维纵向应变骨架曲线

Fig.9 Back bone curves of the load and BFRP longitudinal strain

将两种纤维的实测应变最大值代入《钢筋混凝土结构》^[15]和ACI 318M-05^[16]提供的公式进行计算,如下:

$$M_{ul} = A_s f_y (d - 0.5a) \quad (1)$$

$$M_{u2} = A_s f_y (d - 0.5a) + A_{fip} E_{fip} \epsilon_{fip} (h - 0.5a) \quad (2)$$

$$\eta = \frac{M_{u2} - M_{ul}}{M_{ul}} \quad (3)$$

式中: a 为等效矩形应力图形的高度; A_s , A_{fip} 分别为钢筋和纤维的截面积; f_y 是钢筋的屈服强度; M_{ul} 是仅考虑钢筋受拉时待求的节点抗弯承载力; M_{u2} 是考虑钢筋和纤维同时受拉时待求的节点抗弯承载力; d 是混凝土受压区边缘到纵向受拉钢筋中心的距离; E_{fip} 是纤维的弹性模量; ϵ_{fip} 是纤维应变; h 是梁高; η 是待求的纤维加固后承载力的提高幅度.

根据式(1)~(3)可算得,碳纤维和玄武岩纤维加固后承载力的提高幅度分别为22.2%和9.3%,与试验值(碳纤维和玄武岩纤维加固试件的平均承

载力提高幅度分别为 23.8% 和 6.4%) 非常接近,说明可以从纤维最大拉应变的角度来计算 L 型外贴加固的承载力。然而,实际工程设计中,外贴纤维的最大应变显然无法取得。因此,针对这种加固形式,有必要提出一种有效而简单的算法供工程人员使用。

3.2 常规方法预测纤维利用率的局限

L 型外贴碳纤维和玄武岩纤维加固的目的是提高框架内节点的柱端和梁端的受弯承载力,下面采用 ACI 规范和滕锦光与陈建飞提出的纤维外贴加固受弯构件的经典公式进行尝试性计算,检验常规的计算方法能否预测本文的试验^[17]。

采用 ACI 440.2R—08^[18] 的计算公式,如式(4)所示。

$$\epsilon_{\text{frp},e} = \epsilon_{\text{cu}} \frac{d_{\text{frp}} - x}{x} \epsilon_{\text{bi}} \leq \epsilon_{\text{frp},d} \quad (4)$$

式中: $\epsilon_{\text{frp},e}$ 为按受弯公式计算出来的纤维的有效应变; ϵ_{cu} 为混凝土极限压应变; ϵ_{bi} 为粘贴纤维之前梁受拉面的应变; d_{frp} 为 FRP 加固的有效高度; x 为从混凝土受压区边缘至中和轴的距离; $\epsilon_{\text{frp},d}$ 为外贴纤维剥离破坏时的应变。

采用滕锦光和陈建飞的计算公式,如式(5)所示。破坏模式为混凝土压碎,受压区边缘混凝土的应变 $\epsilon_{\text{cd}} = 0.0035$ 。

$$\beta_1 \frac{f_{\text{cu}}}{\gamma_c} b_c x + \sum_{i=1}^n \sigma_{\text{si}} A_{\text{si}} + \sigma_{\text{frp}} A_{\text{frp}} = 0 \quad (5)$$

式中: γ_c 为混凝土的材料分项系数; f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度; β_1 为平均应力系数; b_c 为梁宽; σ_{si} 和 σ_{frp} 分别为第 i 层钢筋和 FRP 的应力; A_{si} 为第 i 层钢筋的总面积; n 为钢筋总层数。

分析结果如图 10 和 11 所示。根据 ACI 规范的计算公式,本试验中梁端处受弯承载力提高幅度为 53.6% 和 25.0%。碳纤维、玄武岩纤维的最大应变值为 6 450 和 9 300 $\mu\epsilon$,利用率为 37.94% 和 34.44%。Chen 和 Teng 模型计算,承载力提高幅度分别为

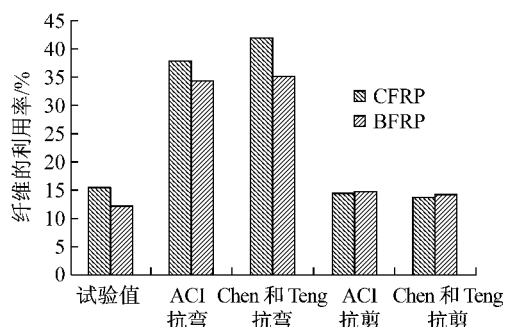


图 10 不同算法下纤维的利用率

Fig. 10 The use ratios of fibers by different methods

58.9% 和 26.3%,碳纤维、玄武岩纤维的最大应变值 7 150 $\mu\epsilon$ 和 9 500 $\mu\epsilon$,利用率分别为 42.06% 和 35.19%。两种预测结果均远大于试验结果,而且偏于不安全。

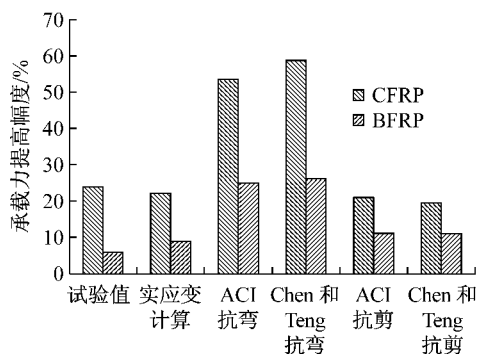


图 11 不同算法下承载力的提高幅度

Fig. 11 Strength increasing rates by different methods

ACI 与滕锦光和陈建飞公式的应用条件之一是外贴增强材料具有足够的锚固长度。一般认为 FRP 条带是沿受弯构件底部连续满贴,如图 12a 所示,纤维在混凝土裂缝开展后发挥作用。对于接近跨中截面的受拉区 A 点(裂缝处),纤维片材的拉应力无疑是最大的,图中 A 点的 FRP 应力 $\sigma_A = \sigma_{\text{max}}$ 。两条裂缝间(从 A 点到 B 点)纤维的应力差 $\Delta\sigma_{AB}$ 实际上是由混凝土对纤维的黏结剪应力 τ_{bond} 沿长度方向(AB)的积分,图 12b 和 12c 分别表示初始阶段和临近纤维滑移失效阶段纤维的应力分布状力完全由 AB 段混凝土的黏结剪应力 τ_{bond} 提供,即为 $\Delta\sigma_{AB}$ 。图 12d 中, $\Delta\sigma_{CD}$ 是由 CD 段的黏结剪应力提供的。由于远离最大弯矩区,C 点的拉应力 σ_C ,即 $\Delta\sigma_{CD}$ 无疑是远小于跨中的截面最大拉应力 σ_{max} 。不考虑纤维布被拉断的情况,仅当 $\Delta\sigma_{AB}$ 或 $\Delta\sigma_{CD}$ 超过纤维有效黏结长度所能提供的力时,外贴纤维材料才会发生剥离破坏。在满足构造措施的情况下,这种现象一般不会发生。因此,ACI 与滕锦光和陈建飞的受弯加固公式适用于纤维发生足够的应变后(高利用率),纤维拉断或是混凝土压碎等情况,对于 L 型外贴加固,此类计算方法显然是偏于不安全的。因此,有必要选择一种更为合理的算法。

4 L 型外贴 FRP 利用率的建议算法

本文试验中,纤维主要由于剥离而失去作用,强度未能得到充分的利用。因此,有必要从纤维外贴法加固的剥离机理出发,研究剥离现象发生的原因。

一般情况下,钢筋与混凝土浇筑在一起,只要锚

固长度足够,钢筋就会被充分利用. 外贴纤维片材存在一个有效黏结长度 L_e 的概念,当粘贴长度超过有效黏结长度时,纤维的极限拉力不会随着粘贴长度的增加而继续增加^[19-23]. 如果外荷载达到极限拉力时,纤维将从混凝土表面剥离. 本试验中,梁、柱的抗弯加固采用的是 L 型外贴法加固. L 型外贴法加固的纤维布受力特点如图 13a 所示,FG 段与 EF 段之间没有有效的约束关系,转折点 F 点实际上相当于自由端,无法为两端提供拉力. 最靠近转折点 F 处的裂缝面 E 点处于截面最大弯矩区域,开裂处的纤维的拉应力 σ_E 最大,即 $\sigma_E = \sigma_{\max}$,而转折点 F 处纤维的拉应力为零(至少接近于零),这意味着,此时 $\Delta\sigma_{EF} = \sigma_{\max}$. 从 E 到 F 这一段不长的距离内,混凝土和纤维的界面剪应力 τ_{bond} 沿长度方向(EF)的积分至少不小于 $\Delta\sigma_{EF} = \sigma_{\max}$,否则会发生剥离. 相比普通的纤维外贴加固(见图 12c 或 12d 两种情况),图 13b 这种情况显然要容易剥离得多,这也导致图 13 中纤维布 E 点对应的 σ_{\max} 要明显地小于图 12 中 A 点对应的

σ_{\max} . 这就是 L 型外贴加固纤维强度利用率不足的主要原因.

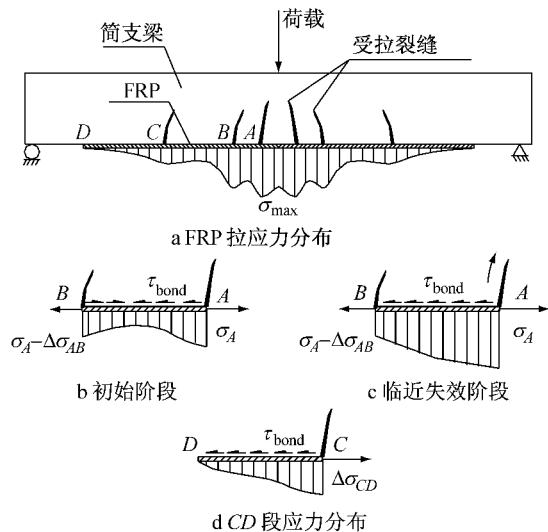


图 12 受弯加固梁的纤维应力分布

Fig. 12 Tensile stress distribution of laminate of beam bending strengthening

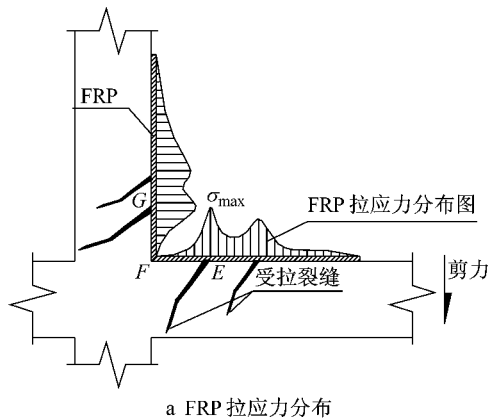


图 13 节点加固纤维的应力分布

Fig. 13 Tensile stress distribution of laminate of joint strengthening

以上分析可知,L 型外贴是一种不尽合理的做法,但由于现浇内框架节点的空间特性以及 L 型外贴法的施工便捷性,这种方法在中国得到了较普遍的应用. 本文的后半部分主要研究 L 型外贴纤维的利用率.

L 型外贴纤维的破坏模式实际上是裂缝区纤维的端部剥离. 图 13 中,EF(转折点)的间距甚至可能大于有效黏结长度 L_e ,但只要 EF 之间的应力差 $\Delta\sigma_{EF}$ 超过了有效黏结长度提供的力,EF 间的纤维就会发生端部剥离. 查阅相关的研究文献^[18,24-25],不难发现相似的破坏模式已经得到了充分的研究,最常见例子为 FRP 侧面粘贴的抗剪承载力计算. 如图 14 所示,侧面粘贴 FRP 在发挥作用时必须跨

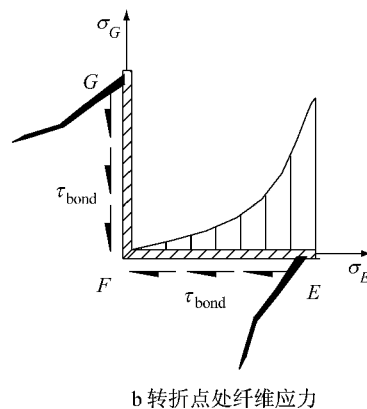


图 14 侧面粘贴 FRP 的受力特点

Fig. 14 Shear strengthening of beams side bonded with FRP

越裂缝的. 裂缝张开处(I点)纤维布的应力最大,纤维布的两端(H和J)为自由端,纤维应力为零. 如果HI和IJ长度范围内纤维的界面黏结应力的积分不足以抵抗HI和IJ的应力差(即 σ_I 时),纤维会发生剥离. 因此,可以尝试借用侧面粘贴FRP的抗剪加固的经典公式来进行试算.

采用滕锦光和陈建飞的算法,式(6)~(8)计算纤维的有效应力 $\sigma_{\text{frp},e}$,有效应力与纤维弹性模量的比值即为纤维的有效应变 $\epsilon_{\text{frp},e}$, $\epsilon_{\text{frp},e}$ 与纤维延伸率之比即为纤维利用率.

$$\sigma_{\text{frp},e} = D_{\text{frp}} \sigma_{\text{frp},\max} \quad (6)$$

$$\sigma_{\text{frp},\max} = \min \begin{cases} f_{\text{frp}} \\ 0.427 \beta_w \beta_L \sqrt{\frac{E_{\text{frp}} \sqrt{f'_c}}{t_{\text{frp}}}} \end{cases} \quad (7)$$

$$D_{\text{frp}} = \begin{cases} \frac{2}{\pi \lambda} \frac{1 - \cos(\pi \lambda / 2)}{\sin(\pi \lambda / 2)}, & \lambda \leq 1 \\ 1 - \frac{\pi - 2}{\pi \lambda}, & \lambda > 1 \end{cases} \quad (8)$$

式中: $\sigma_{\text{frp},e}$ 为待求纤维的有效应力; $\sigma_{\text{frp},\max}$ 是FRP的最大应力; D_{frp} 是剥离破坏时应力分布系数,反映的是沿裂缝应力的不均匀变化,而在本试验中,裂缝是水平的,沿裂缝应力分布是均匀的,所以 D_{frp} 的值为1; f_{frp} 为FRP的极限抗拉强度; β_L 反映了黏结长度的影响; β_w 反映了FRP与混凝土宽度比的影响,本试验中,FRP为连续满贴, β_w 取0.707; E_{frp} , t_{frp} 分别为FRP的弹性模量和厚度; f'_c 为混凝土的圆柱体抗压强度,本试验中近似取 $0.8 f_{cu}$; λ 是量纲一形式的最大黏结长度.

经计算,碳纤维和玄武岩纤维的有效应变分别是2311和3838 $\mu\epsilon$,利用率分别为13.59%,14.21%,如图10,加固后试件承载力的提高分别是19.6%,10.9%,如图11,与试验值非常接近.

对于侧面粘贴,按ACI规范^[17]计算纤维的有效应变 $\epsilon_{\text{frp},e}$ 如下所示:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (9)$$

$$k_2 = \frac{d_{\text{frp},v} - 2L_e}{d_{\text{frp},v}} \quad (10)$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \epsilon_{\text{frp},u}} \leq 0.75 \quad (11)$$

$$\epsilon_{\text{frp},e} = k_v \epsilon_{\text{frp},u} \quad (12)$$

式中: k_1 为与混凝土强度有关的修正系数; k_2 为与纤维粘贴方式有关的修正系数; k_v 为黏结强度的总折减系数; $d_{\text{frp},v}$ 是纤维上端到受拉纵筋中心的距离; $\epsilon_{\text{frp},u}$ 是纤维的极限抗拉强度. 然后用同样的方法计算

碳纤维和玄武岩纤维的有效应变分别是2479 $\mu\epsilon$ 和3972 $\mu\epsilon$,利用率分别是14.58%和14.71%,如图10;承载力的提高幅度分别是21.0%和11.3%,如图11,均与试验值接近.

通过试算,可以认为FRP侧面粘贴的抗剪承载力计算公式,实际上是纤维的端部剥离计算方法,可以有效地预测L型外贴法加固钢筋混凝土节点的加固效果以及FRP的利用率,与常规的受弯加固公式相比,这种算法的准确度要高得多.

5 结论

(1) 通过加固,八个震损试件的承载力均得到了恢复甚至提高,节点的延性得到了明显的改善,说明L型外贴加固可以一定程度上提高节点的抗震性能.

(2) 根据实测的纤维应变可以较准确地推算框架节点的承载力提高幅度. 然而,采用相关文献推荐的受弯构件的加固计算方法,无论是计算承载力还是纤维应变都要远大于试验值,说明采用常规的算法会偏于不安全.

(3) 采用端部剥离的计算公式,进行L型外贴加固中纤维的应变以及承载力的预测,计算结果和试验值吻合良好,说明了此类算法的合理性,可以用作工程设计的参考.

参考文献:

- [1] Mukherjee A, Joshi M. FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation [J]. Composite Structures, 2005, 70:185.
- [2] El-Amoury T, Ghobarah A. Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets [J]. Engineering Structures, 2002, 24:1397.
- [3] Le-Trung K, Lee K, Lee J. Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites [J]. Composites, Part B, 2010, 41:76.
- [4] 崔建宇,孙建刚,宋玉普. 钢筋混凝土框架角节点抗剪强度试验研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(5):115.
CUI J Y, SUN J G, SONG Y P. Experimental study on shear resistant capacity of reinforced concrete frame corner joints [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(5):115.
- [5] Kitayama K, Otani S, Aoyama H. Earthquake resistant design criteria for reinforced concrete interior beam-column joints [C]// Proceedings of Pacific Conference on Earthquake Engineering. Wairakei, [s. n.], 1987:315-326.
- [6] WANG G L, DAI J G, TENG J G. Shear strength model for RC beam-column joints under seismic loading [J]. Engineering

- Structures, 2012, 40:350.
- [7] Tsonos A G. Performance enhancement of R/C building columns and beam-column joints [J]. Engineering Structures, 2010, 32:726.
- [8] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示——抗震概念设计 [J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4):20.
WANG Y Y. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake-seismic concept design of buildings [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4):20.
- [9] Ghobarah A, Said A. Shear strengthening of beam-column joints [J]. Engineering Structures, 2002, 24:881.
- [10] Sezen H, Whittaker A S. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey [J]. Engineering Structures, 2003, 25:103.
- [11] Ghobarah A, Saatcioglu M. The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure [J]. Engineering Structures, 2006, 28:312.
- [12] Prota A, Nanni A. Selective upgrade of underdesigned reinforced concrete beam-column joints using carbon fiber-reinforced polymers [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(5):699.
- [13] 叶列平, 曲哲. 从汶川地震框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现 [J]. 建筑结构, 2008, 38(11):52.
YE L P, QU Z. Study on ensuring the strong column-weak beam mechanism for RC frames based on the damage analysis in the Wenchuan earthquake [J]. Building Structure, 2008, 38(11):52.
- [14] 刘春浩. 新型混凝土材料加固框架节点抗震性能试验研究 [D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2010.
LIU C H. Experimental study on seismic behavior of framed Joint strengthened with new type concrete material [D]. Shanghai: College of Civil Engineering of Tongji University, 2010.
- [15] 帕克 R, 波利 T. 钢筋混凝土结构 [M]. 重庆: 重庆大学出版社, 1986.
Park R, Pauley T. Reinforced concrete structure [M]. Chongqing: Chongqing University Press, 1986.
- [16] ACI Committee 318. ACI 318M-05 Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. Detroit: American Concrete Institute, 2008.
- [17] 滕锦光, 陈建飞. FRP 加固混凝土结构 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
TENG J G, CHEN J F. FRP strengthened RC structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005.
- [18] ACI Committee 440. ACI 440. 2R-08 Guide for the design and construction of externally bond FRP systems for strengthening concrete structures [S]. Detroit: American Concrete Institute, 2008.
- [19] Chajes M J, Finch W W, Januszka T F, et al. Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete [J]. Structural Journal, 1996, 93(2):295.
- [20] Maeda T, Asano Y, Sato Y, et al. A study on bond mechanism of carbon fiber sheet [C]// Proceedings of 3rd Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure. Sapporo: Japan Concrete Institute, 1997:279-286.
- [21] Täljsten B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete [J]. International Journal of Adhesion and Adhesives, 1997, 17(4):319.
- [22] YUAN H, WU Z. Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber [C]// Proceedings of Symposium of China and Japan: Science and Technology of 21st Century. Tokyo: [s. n.], 1999:142-155.
- [23] YUAN H, WU Z S, Yoshizawa H. Theoretical solutions on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminates [J]. Proceedings of Japan Society of Civil Engineering, 2001, 675:27.
- [24] CHEN G M, TENG J G, CHEN J F. Process of debonding in RC beams shear-strengthened with FRP U-strips or side strips [J]. International Journals of Solids and Structures, 2012, 49:1266.
- [25] CHEN J F, TENG J G. Anchorage strength models for FRP and steel plates attached to concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(7):784.