

混凝土梁外贴 FRP 抗剪加固承载力计算*

陆新征¹ 叶列平¹ 陈建飞² 李天虹¹

(1 清华大学土木工程系 北京 100084; 2 英国爱丁堡大学工程与电子学院 爱丁堡 EH93JN)

[提要] 剥离破坏是外贴 FRP 片材加固混凝土梁主要的破坏形式。回顾了对外贴 FRP 混凝土梁的试验研究、有限元分析和国内外现有的受剪剥离承载力计算公式。讨论了斜裂缝宽度分布规律,建立了 FRP 滑移分布模型,在此基础上分析了受剪剥离破坏时 FRP 的应力分布,讨论了 FRP 抗剪贡献与粘结长度、粘结方式等参数之间的关系。提出了受剪剥离承载力计算公式,与大量试验结果的对比表明,给出的设计建议公式与试验结果吻合良好,可供设计应用参考。

[关键词] FRP 受剪剥离 加固 混凝土梁 斜裂缝 受剪承载力

Debonding Failure Strength in RC Beams Strengthened with FRP for Shear/Lu Xinzheng¹, Ye Lieping¹, Chen Jianfei², Li Tianhong¹ (1 Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2 Institute for Infrastructure and Environment, School of Engineering and Electronics, Edinburgh University, EH93JN)

Abstract: Debonding failures always take place in RC beams strengthened with externally bonded FRP against shear failure. Whilst the shear capacity may continue to increase after debonding for FRP wrapped beams, FRP debonding represents the ultimate failure state for most beams strengthened with U jacketing and side-bonding. It presents a review of existing studies on debonding failure. Using a rigorous local FRP-to-concrete bond-slip model, the stress distribution in FRP along the critical shear crack is investigated by assuming several crack width distributions. A new design model is proposed. Compared with test data, the model has similar accuracy but is slightly more conservative than Chen and Teng's model.

Keywords: FRP; debonding; shear strengthening; reinforced concrete beam; shear strength

1 现阶段研究综述

根据现有文献共搜集到 69 个剥离破坏试验记录,分类介绍如下。

1.1 U 型粘贴

从现有文献^[1-11]中,共收集到 35 根外贴 U 型粘贴抗剪加固且最终剥离破坏的试件。由于某些设计公式需要考虑斜裂缝的角度,而文^[10]中并未给出斜裂缝角度,因此把这些试验记录分为两组:A 组为所有试件,共 35 个;B 组为除文^[10]外提供了斜裂缝角度的试件,共 29 个,其中部分斜裂缝角度数据源自文^[12]。这些试验数据覆盖了较大的参数范围,有较好的代表性,可作为验证理论计算结果的依据。

根据叠加原理,得到各个试件的 FRP 抗剪贡献 $V_f = V_{u, \text{test}} - V_{u, \text{ref}}$, 其中 $V_{u, \text{test}}$, $V_{u, \text{ref}}$ 分别为 FRP 加固试件和未加固梁的抗剪承载力试验值。尽管有研究指出^[13], 钢筋混凝土抗剪承载力和 FRP 的直接抗剪贡献并不是同时达到最大,但出于工程应用的考虑,其误差是可以接受的。

由文^[12],^[14]的研究可知,梁断面几何尺寸、混凝土强度、FRP 几何参数和物理参数以及斜裂缝角度等是影响 FRP 抗剪贡献的关键因素。根据有限元分析

结果,由于受斜裂缝宽度的影响,FRP 的应力在斜裂缝顶部最小,而后向中部逐渐增加,在底部附近由于纵筋和 U 型箍的约束作用使斜裂缝宽度有所降低,使得 FRP 应力变小。

1.2 侧面粘贴

从文^[5],^[8],^{[15]~[22]}中,共收集到 34 根侧面粘贴 FRP 并发生剥离破坏的 RC 梁抗剪加固试验记录。根据叠加法可得 FRP 的抗剪贡献 $V_f = V_{u, \text{test}} - V_{u, \text{ref}}$ 。

1.3 抗剪加固剥离的机理分析

文^[2],^[3]试验研究表明,抗剪加固剥离破坏的基本过程为:1)从加载早期到斜裂缝出现,FRP 的应变很低,对抗剪承载力贡献很小;2)斜裂缝出现后,与裂缝相交的 FRP 应变明显增加,FRP 作用逐渐明显,基本规律是在斜裂缝中部最大,顶部和底部最小;3)箍筋屈服后,FRP 应变继续增加,达到剥离荷载时,从斜裂缝两侧开始,FRP 逐步从混凝土上剥离,剥离范围从斜裂缝处分别向上下发展,直至发展到梁顶和梁底,最终导致破坏;4)与斜裂缝相交的 FRP 应变并非均匀分布,由于裂缝两侧 FRP 的总滑移量等于裂缝的宽度,所以 FRP

*国家自然科学基金重点项目(50238030);国家自然科学基金国际(地区)合作交流项目(2004 国科金外资助字第 50411130323 号)。

的应变也沿斜裂缝各处宽度不同而有所变化。

因此,外贴 FRP 抗剪加固脱离破坏中,影响 FRP 抗剪贡献的核心问题:1) FRP 应力分布;2) FRP-混凝土界面粘结性能。前者主要和粘贴方式以及斜裂缝开展宽度有关,后者主要和相对粘贴长度以及混凝土强度有关。

1.4 现有设计公式

目前,FRP 加固混凝土构件受剪承载力的计算模型,一般是在钢筋混凝土构件计算模型的基础上,增加 FRP 对抗剪承载力贡献项 V_f ,即

$$V_u = V_{rc} + V_f \quad (1)$$

式中, V_{rc} 为钢筋混凝土的抗剪承载力,可采用普通钢筋混凝土构件的计算方法。各国学者建议的 FRP 抗剪贡献 V_f 各有不同^[24],具有代表性的有美国(ACI-440)建议公式、欧洲(fib)建议公式、英国(Concrete society)建议公式、加拿大(ISIS Canada)建议公式、日本(JSCE)建议公式、Chen & Teng 建议公式、谭壮建议公式、张叶陆建议公式。

1.5 对现有设计公式的讨论

从界面行为来看,在现有公式中,Chen & Teng 公式^[12]明确给出了 FRP 抗剪承载力和界面剥离承载力模型之间的关系,该模型对界面粘贴性能的认识较清晰。而其他公式多是基于参数回归间接给出了 FRP 的抗剪贡献与混凝土强度以及相对粘贴长度的关系,并没有基于受剪剥离的内在机理来建立有关计算公式。

从 FRP 应力分布来看,ACI、加拿大和英国的公式都认为,如果锚固长度小于有效锚固长度,这部分 FRP 将不再提供剥离承载力^[23]。这种 FRP 应力分布模型过分保守。Chen & Teng 公式则假设所有 FRP 同时达到剥离强度,进而得到 FRP 应力分布系数,可能会过高估计 FRP 抗剪贡献,偏于不安全。分别用现有公式对上述试验结果进行计算,发现不管 U 型粘贴还是侧面粘贴,Chen & Teng 模型和试验结果均吻合最好^[23]。然而,将 Chen & Teng 预测的 FRP 应变分布与实测 FRP 应变分布对比(图 1),预测结果和试验结果在梁底差异很大。这是因为 Chen & Teng 公式主要存在以下问题:

(1) 假定在剥离破坏时,所有的 FRP 都达到剥离强度,这是不合理的。因为 FRP 的剥离破坏往往有较大的脆性,所有 FRP 同时达到剥离强度是不太可能的。

(2) 认为 U 型箍加固达到最大剥离承载力时,梁侧面底部位置 FRP 的应变最大,这也有待商榷。因为与裂缝相交的 FRP 应变取决于该处斜裂缝的宽度。而受剪加固如果纵筋较多,加上底部 U 型箍的包裹作用,底部斜裂缝的宽度往往小于梁中部。相应地,此处 FRP 的应变也往往比中部要小(图 1)。

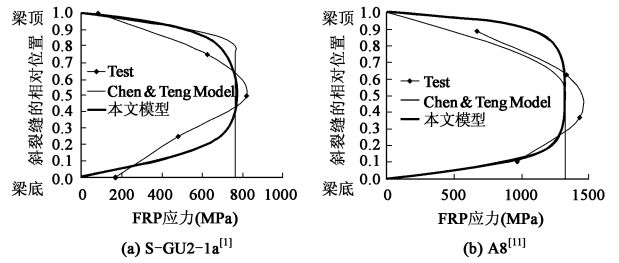


图 1 预测 FRP 应力分布与试验对比

2 建议的计算公式

讨论 FRP 应力分布问题,首先要对斜裂缝宽度分布规律进行研究。

2.1 斜裂缝形状的简化

实际工程中斜裂缝宽度分布非常复杂,和很多因素有关^[23],需要对其进行适当简化。混凝土梁顶部肯定是受压的,因此斜裂缝顶部宽度为零。斜裂缝在梁底部的宽度受纵筋配筋率影响而各有不同,因此提出 3 种简化的斜裂缝宽度分布模型,如图 2(a) ~ (c) 所示。这三种简化模型代表了三个不同的典型斜裂缝形状,而真实的受剪破坏斜裂缝形状介于这三者之间。

2.2 滑移场模型

斜裂缝宽度变化规律确定下来以后,如果假设斜裂缝两侧 FRP 的滑移量相等,则裂缝两侧 FRP 的滑移分布就与裂缝宽度分布规律相同,分别称菱形斜裂缝、锥形斜裂缝、线性斜裂缝对应的滑移场分布为双线性滑移场,梯形滑移场和线性滑移场,见图 2。另外,还考虑了均匀滑移场的情况,相当于斜裂缝宽度不变,如图 2(d) 所示。一般说来,均匀滑移场只有在粘贴长度很短的时候才会出现,工程中一般不会遇到,只是作为一个特殊情况加以讨论。

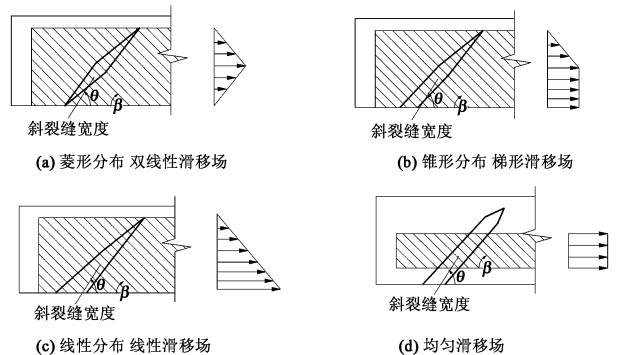


图 2 斜裂缝形状及滑移场模型

2.3 计算模型

将与斜裂缝相交的 FRP 取出,建立如图 3 中阴影区所示的隔离体。如果是 U 型粘贴,则斜裂缝以上的 FRP 都会剥离,如图 3(a) 所示;如果是侧面粘贴,则

FRP 既可能从顶部剥离,也可能从底部剥离,如图 3(b)所示。将剥离下来的 FRP 与上一节提到的 4 种不同的滑移场模型组合,可以得到相应的计算模型如表 1 所示。图 3 给出了模型 A 和模型 G 的计算模型,其他的类推。

FRP 隔离体计算模型 表 1

粘贴方式	U 型				侧面			
模型	A	B	C	D	E	F	G	H
滑移场模型	双线性	梯形	线性	均匀	双线性	梯形	线性	均匀

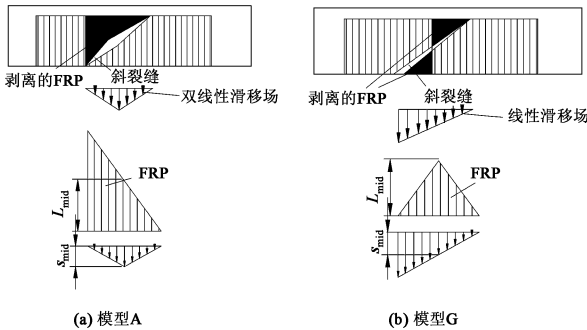


图 3 两种受剪剥离的计算模型

将上述计算模型中的 FRP 简化为一根根由链杆单元组成的纤维,每个链杆单元的节点通过弹簧单元固定在混凝土上,如图 4 所示。弹簧的本构关系服从文 [23] 中提出的粘结-滑移关系。在 FRP 端部按滑移场逐级施加位移,就可以得到各个模型中 FRP 的应力分布、以及平均应力和滑移之间的关系。当然,实际 FRP 未必和斜裂缝正好垂直,但后面通过角度变换可以考虑斜交的影响。

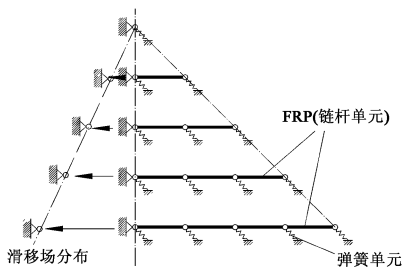


图 4 FRP 受剪剥离的计算模型

令中间 FRP 纤维的长度为 L_{mid} , 定义相对锚固长度

$$= L_{mid}/L_e \quad (2)$$

式中, L_e 为 FRP 的有效锚固长度,根据文 [23] 的研究, $L_e = 1.33 \sqrt{E_f t_f / f_t}$, 其中 E_f 为 FRP 弹性模量, t_f 为 FRP 厚度, f_t 为混凝土抗拉强度。由有限元分析,可得到不同下 FRP 平均应力和中部滑移量 s_{mid} 之间的关系。

2.4 计算结果

以模型 A, $\alpha = 1.42$ 的情况为例,按上述模型分析

得到的 FRP 的相对平均应力与相对滑移量的典型关系如图 5 所示(混凝土抗拉强度 $f_t = 3\text{MPa}$, FRP 轴向刚度为 $E_f t_f = 16\text{GPa}\cdot\text{mm}$)。图中, s_0 为粘结-滑移本构中达到峰值粘结应力对应的滑移量, $s_0 = 0.0195 w_f t_f^{[23]}$, $w = \sqrt{(2.25 - w_f/s_f)/(1.25 + w_f/s_f)}$, 其中 w_f 和 s_f 分别为 FRP 的宽度和间距。 $f_{,ave}$ 为 FRP 平均应力; $f_{,inf}$ 为锚固长度无限长的情况下 FRP 的最大剥离应力^[23]:

$$f_{,inf} = w \sqrt{0.616 E_f \sqrt{f_t} / t_f} \quad (3)$$

从图 5 可见,当 s_{mid}/s_0 达到 6.29 时(对于 $f_t = 3\text{MPa}$ 时,相当于最大斜裂缝宽度达到大约 0.7mm), FRP 的平均应力达到最大值,而后随着 s_{mid} 继续增大,越来越多的 FRP 由于剥离退出工作,使得整个 FRP 的平均应力降低。

模型 A, $\alpha = 1.42$ 时 FRP 应力分布随滑移增加的变化关系如图 6 所示。由图可见,在滑移量(即斜裂缝张开量)较小时($s_{mid} = 0.27 s_0$), FRP 应力分布形状与滑移场相近;随着裂缝张开程度的增大,粘结滑移关系非线性逐渐明显,相应顶部附近 FRP 由于锚固长度短,非线性行为更加明显,应力也相对较低($s_{mid} = 3.56 s_0$);当裂缝中部滑移 $s_{mid} = 6.29 s_0$ 时,整个裂缝断面上 FRP 的总荷载达到最大值;之后,顶部附近 FRP 进入荷载滑移关系的软化段,该处的 FRP 应力降低,整个裂缝断面上 FRP 的平均应力也随之下降($s_{mid} = 7.11 s_0$)。

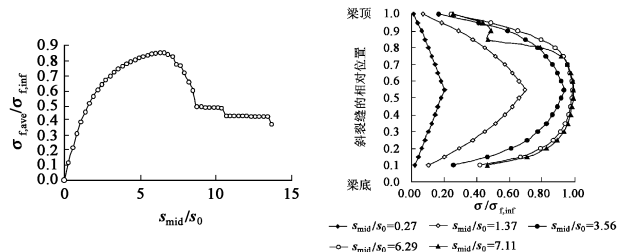


图 5 滑移量和平均应力的关系

图 6 斜裂缝上 FRP 应力分布

将图 6 的 FRP 应力分布发展过程和有限元及试验得到的剥离破坏过程相对照看出,对于 S-GJ-2-1a^[11], 其裂缝形状接近于菱形分布(图 3),其剥离破坏过程也和模型 A 的预测结果基本一致,即:斜裂缝中部(斜裂缝宽度最大处)的 FRP 首先达到剥离承载力,而后斜裂缝宽度继续变大,斜裂缝顶部 FRP 由于锚固长度短而先退出工作,这时 FRP 的抗剪贡献达到最大值。

对于模型 A,在不同情况下,FRP 平均应力达到最大时的 FRP 应力分布(称为峰值 FRP 应力分布)如图 7 所示。不同混凝土强度和 FRP 刚度的模型计算得到的 FRP 应力分布结果差别很小,故不再讨论其影响。从图中可以看出,随 α 增大 FRP 应变分布逐渐趋向均匀,但 FRP 应力的最大值 $f_{,max}$ 却未必一定在斜裂缝宽

度最大的中间位置,而是根据滑移场和 FRP 粘贴方式不同有所变化。当 $\lambda > 1$ 时,最大 FRP 应力 $f_{f,max}$ 可以达到 $f_{f,inf}$ 。

对于模型 C,情况则有所不同,模型 C 在不同情况下的峰值 FRP 应力分布如图 8 所示。从图中可以看出,当 $\lambda < 0.5$ 时,即最大粘结长度(位于斜裂缝底部)小于有效锚固长度时,峰值 FRP 应力分布基本和滑移场形状相似,在斜裂缝顶部最小,底部最大,最大 FRP 应力 $f_{f,max} < f_{f,inf}$;当 $\lambda = 0.5$ 时,最大粘结长度(位于斜裂缝底部)超过有效锚固长度,此时 $f_{f,max}$ 可以达到 $f_{f,inf}$,且分布随 λ 增大而逐步趋于均匀。

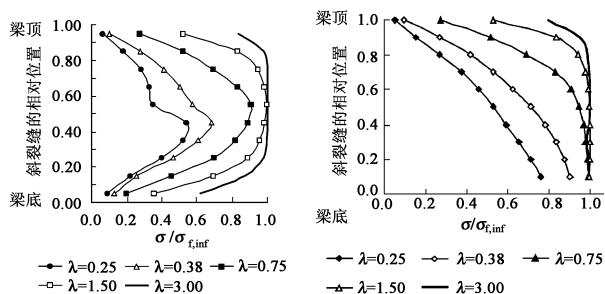


图 7 不同 λ 对应的峰值 FRP 应力分布(模型 A)

图 8 不同 λ 对应的峰值 FRP 应力分布(模型 C)

由图 6~8 可知,FRP 应力分布和斜裂缝形状关系密切。对于 U 型粘贴加固,如果斜裂缝宽度分布为线性分布,则最大的 FRP 应力 $f_{f,max}$ 出现在最大粘结长度处(斜裂缝底部),这与 Chen & Teng 模型假设情况一致。但是,如果裂缝宽度为菱形分布,则 $f_{f,max}$ 出现在梁中部附近,这与 Chen & Teng 模型的假设不同。令

$$K_v = f_{f,ave} / f_{f,inf} \quad (4)$$

由数值计算得到不同模型的 K_v 与 λ 的关系如图 9 所示。另外,根据 Chen & Teng^[12] 的模型,可以得到在该模型中的 K_v 表达式为:

$$K_v = f_{f,ave} / f_{f,inf} = D_f f_{f,max} / f_{f,inf} = D_f l \quad (5)$$

如 D_f 和 l 均按 Chen & Teng 公式取值,其结果也绘于图 9 中。

出于工程设计保证安全的目的,选择最不利的斜裂缝宽度分布模型来建立 FRP 的受剪剥离承载力设计公式。从图 9(a)中可以看出,模型 A,即相当于斜裂缝宽度为菱形时,是 3 种裂缝模型中最不利的。虽然模型 D 在 $\lambda > 1$ 时的 K_v 要小于模型 A,但是因为实际工程中 U 型加固在梁底存在较强的约束,不予考虑。同样的,对于侧面粘贴情况,可以看出模型 G,即斜裂缝宽度分布为线性张开时,是最不利情况。因此,下面分别基于模型 A 和模型 G 来建立 FRP 的受剪剥离承载

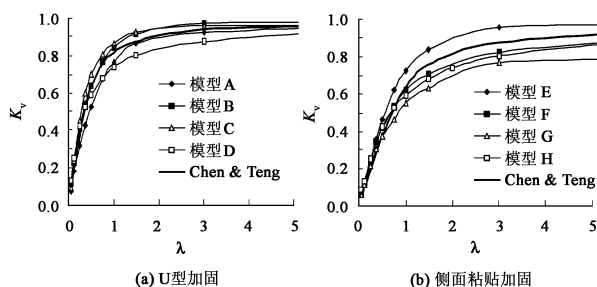


图 9 不同模型 K_v 与 λ 关系比较

力设计公式。

2.5 设计公式

在确定了最不利的受剪剥离模型后,就可以根据该模型得到的 K_v - λ 关系提出相应的设计公式,所有与 K_v 有关的影响,都可以通过 K_v 加以反映。

对于 U 型加固,根据模型 A 计算得到的 K_v - λ 关系进行拟合,用下式可以较好地拟合该曲线

$$K_v = 0.96(1 - e^{-\lambda/0.62}) \quad (6a)$$

拟合结果与数值结果对比见图 10,二者吻合良好。

同样,对于侧面粘贴,模型 G 为最不利情况。对模型 G 的 K_v - λ 关系进行拟合得到

$$K_v = 0.77(1 - e^{-\lambda/0.79}) \quad (6b)$$

拟合结果和数值结果对比见图 11,二者吻合良好。

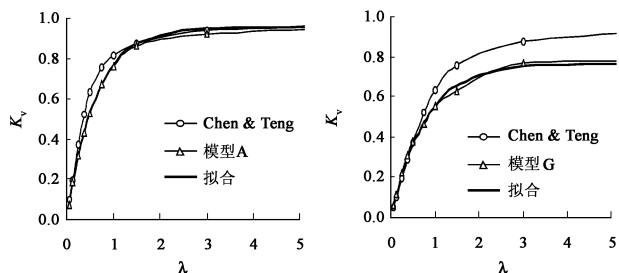


图 10 U 型粘贴 K_v - λ 关系拟合

图 11 侧面粘贴 K_v - λ 关系拟合

同时,考虑 FRP 纤维粘贴的角度 θ 的影响,则 K_v 的计算公式可以修改为:

$$K_v = \frac{L_{mid}}{L_e \sin \theta} = \frac{h_{fe}}{2L_e \sin \theta} \quad (7a)$$

式中 h_{fe} 为 FRP 有效高度,按下式确定:

$$h_{fe} = z_b - d_{f,t} \quad (7b)$$

$$z_b = 0.9d - (h - d_f) \quad (7c)$$

其中 $d_{f,t}$, d_f , h , d 含义见图 12。

综合上述讨论,建议 FRP 的受剪剥离承载力设计公式如下:

$$V_f = 2 f_{fe} t_f w_f \frac{h_{fe} (\cot \theta + \cot \theta) \sin \theta}{s_f} \quad (8a)$$

$$f_{fe} = K_v f_{f,inf} \quad (8b)$$

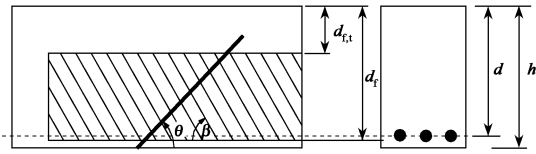


图 12 式(7)中参数意义

其中对 U 型箍和侧面粘贴加固情况的 K_f 值按式(6a), (6b)计算,参数 $f_{t,inf}$ 的计算见式(2),(3)。

该式预测结果和试验结果对比如图 13 和表 2 所示,可见该公式计算结果和试验结果吻合良好,其精度和 Chen & Teng 模型相当。需要说明的是,收集到的受剪加固试验资料一般都布置了大量的纵筋以防止受弯破坏,因此模型 A 假设的情况和试验结果比较吻合,但对于一般工程构件,如果纵筋数量有限的话,可能会出现模型 B 或 C 的情况,但是由于模型 A 比这两个模型都偏于保守,因此作为设计公式也是完全恰当的。而 Chen & Teng 模型对于模型 A 可能偏于不安全。

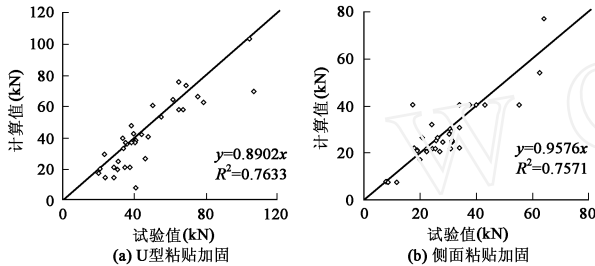


图 13 式(8)计算值 V_f 与试验值比较

V_f 计算值与试验值对比 表 2

计算公式	计算值/试验值		变异系数		相关系数		
	A 组	B 组	A 组	B 组	A 组	B 组	
U 型加固	ACI	0.43	0.47	0.54	0.49	0.38	0.30
	欧洲 fib	0.92	0.93	0.31	0.32	0.21	0.10
	英国 Concrete Society	0.52	0.57	0.56	0.49	0.35	0.27
	加拿大 Canada ISIS	0.37	0.38	0.41	0.42	0.49	0.44
	日本 JSCE	0.63	0.66	0.87	0.88	0.31	0.21
	谭壮	0.68	0.72	0.40	0.39	0.12	-0.06
	张-叶-陆	1.00	0.99	0.33	0.36	0.49	0.46
	Chen & Teng	0.87	0.93	0.26	0.21	0.74	0.72
	式(8)	0.89	0.95	0.26	0.22	0.76	0.76
侧面粘贴加固	ACI	0.32		1.18		0.32	
	欧洲 fib	1.37		0.58		0.16	
	英国 Concrete Society	0.24		1.38		0.30	
	加拿大 Canada ISIS	0.20		1.35		0.30	
	日本 JSCE	1.19		0.53		0.14	
	谭壮	1.28		0.66		-0.16	
	张-叶-陆	1.08		0.62		0.47	
	Chen & Teng	1.06		0.30		0.77	
	式(8)	0.99		0.29		0.76	

建议模型和试验得到的极限承载力时 FRP 应力分布如图 1 所示。从图中可以看出,建议的模型比 Chen &

Teng 模型更加接近于试验的 FRP 应力分布。这和前面讨论的裂缝宽度分布规律一致。尽管建议模型预测的 FRP 应力分布和试验实测应力分布还有一些差异,但是相对现有模型,该应力分布模型已改进了很多。

为了便于工程设计,取斜裂缝角度 $\theta = 45^\circ$,在偏于安全的前提下对式(8)加以简化,最终建议的抗剪剥离承载力计算公式如下:

$$V_f = K_f \text{ ave } w_f \frac{h_{fe}^2 (\sin \theta + \cos \theta)}{s_f} \quad (9a)$$

$$K_f = \phi \frac{\sin \theta}{\sin \theta + 0.3 h_{fe} f_t / \sqrt{E_f t_f}} \quad (9b)$$

$$\text{ave} = 1.2 w_f t_f$$

$$w = \sqrt{(2.25 - w_f/s_f)/(1.25 + w_f/s_f)} \quad (9c)$$

式中 ϕ 为受剪加固形式系数,对侧面粘贴加固 $\phi = 1.0$,对 U 型粘贴加固 $\phi = 1.3$ 。

当混凝土抗拉强度 f_t 取设计值时,式(9)计算结果和试验结果对比如表 3 所示。可见式(9)精度较好、形式简单、偏于安全。

V_f 计算值与试验值对比式(9) 表 3

加固形式	计算值/试验值	方差	计算值 < 试验值的比率
U 型粘贴	0.75	0.23	97.1 %
侧面粘贴	0.68	0.32	97.2 %

3 结论

讨论了 FRP 应力分布和斜裂缝形状的关系,提出了 3 种有代表性的斜裂缝宽度分布模型。根据斜裂缝的宽度分布模型以及粘贴加固方式,提出了 8 种不同的 FRP 受剪剥离的简化计算模型。通过非线性分析得到 FRP 的应力分布和发展规律与斜裂缝形状、相对锚固长度之间的关系。并选取最不利的剥离破坏模型,建立了受剪承载力设计公式。与试验结果比较表明,建议公式和试验结果吻合较好,且机理明确,偏于安全,可用于 FRP 受剪剥离承载力设计。

参 考 文 献

[1] 谭壮. CFRP 布加固混凝土梁受力性能的试验研究[D]. 清华大学,2002.

[2] KAGE T, ABE M, LEE H S, et al. Effect of CFRP sheets on shear strengthening of RC beams damaged by corrosion of stirrup [C]//Proc. the 3rd International Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo Japan, 1997:443-450.

[3] KHALLIFA A, NANNI A. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. Cem. Concr. Compos., 2000, 22:165-174.

[4] SATO Y, UEDA T, KAKUTA Y, TANAKA T. Shear Reinforcing Effect of Carbon Fibre Sheet Attached to Side of Reinforced Concrete Beams. El-Badry MM (Ed.), Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, 1996:621-627.

- [5] 吴刚,安琳,吕志涛.碳纤维布用于钢筋混凝土梁抗剪加固的试验研究[J].建筑结构,2002,30(7):16-20.
- [6] HUTCHINSON R L,RIZKALLA S H. Shear strengthening of AASHTO bridge girders using carbon fibre reinforced polymer sheets[C]//Proc. the 4th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforcement Concrete Structures ACI,1999:945-956.
- [7] KHALIFA A,TUMIALAN G,NANNI A, et al. Shear strengthening of continuous reinforced concrete beams using externally bonded carbon fibre reinforced polymer sheets [C]//Proc. the 4th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforcement Concrete Structures ACI,1999:995-1008.
- [8] SATO Y,UEDA T,KAKUTA Y, et al. Ultimate shear capacity of reinforced concrete beams with carbon fibre sheet [C]//Proc. the 3rd Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan,1997:499-505.
- [9] TAEREE L, KHALIL H, MATTHYS S. Behaviour of RC beams strengthened in shear by external CFRP sheets [C]//Proc. the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures Japan,1997:483-490.
- [10] 任海东,黄承逵,于建.玻璃纤维布用于加固钢筋混凝土梁抗剪性能研究[J].混凝土,2003,(5):35-37.
- [11] 郝震,曹双寅,翟瑞兴,方志保.外贴CFRP加固梁斜截面受力性能的分析与计算[J].工业建筑,2004,34(2):82-84.
- [12] CHEN J F,TENG J G. Shear capacity of fiber-reinforced polymer-strengthened reinforced concrete beams: fiber reinforced polymer rupture[J]. Journal of Structural Engineering,ASCE,2003,129(5):615-625.
- [13] YEL P, YUE Q R, ZHA S H, et al. Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon-fiber-reinforced plastic sheet [J]. Struct. Engrg,ASCE,2002,128(12):1527-1534.
- [14] CHEN J F,TENG J G. Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding[J]. Construction and Building Materials,2003,17:27-41.
- [15] CHAALLAL O, NOLLET M J, PERRATON D. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure [J]. Canadian Journal of Civil Engineering,1998,25(4):692-704.
- [16] AL-SULAIMANI G J,SHARIF A M,BASUNBUL I A, et al. Shear repair for reinforced concrete by fibreglass plate bonding [J]. ACI Structural Journal,1994,91(3):458-464.
- [17] KACHLAKEV D I,BARNES W A. Flexural and shear performance of concrete beams strengthened with fibre reinforced polymer laminates [C]//Proc. the 4th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforcement Concrete Structures ACI,1999:959-971.
- [18] KAGE T,ABE M,LEE H S, Tomosawa F. Effect of CFRP sheets on shear strengthening of RC beams damaged by corrosion of stirrup [C]//Proc. the 3rd International Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan,1997:443-450.
- [19] KHALIFA A,NANNI A. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites [J]. Cem Concr Compos,2000,22:165-174.
- [20] MITSUI Y,MURAKAMI K,TAKEDA K, et al. A study on shear reinforcement of reinforced concrete beams externally bonded with carbon fibre sheets [J]. Compos Interfaces,1998,5(6):285-295.
- [21] TRIANTAFILLOU T C. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites [J]. ACI Structural Journal,1998,95(2):107-115.
- [22] UJI K. Improving shear capacity of existing reinforced concrete members by applying carbon fibre sheets [J]. Trans Jpn Concr Institute,1992,14:253-266.
- [23] 陆新征. FRP-混凝土界面行为研究[D].清华大学,2004.
- [24] 陆新征,叶列平,庄江波.外贴FRP抗剪加固剥离破坏设计公式综述[J].工业建筑(增),2004:30-36.

(上接第27页)

弹性材料,但体积小,耗能能力小,故柱加大截面法加固的节点的耗能能力优于碳纤维加固的耗能能力。

4 结论

(1) 无论是柱加大截面法加固还是碳纤维加固,都基本改变了节点核心区脆性破坏的性质,节点核心区的极限强度、延性、刚度及耗能能力都得以提高。柱加大截面法加固还提高了原节点核心区的开裂荷载。

(2) 由于柱加大截面法加固节点的原节点核心区的初裂值有提高,而碳纤维加固原节点核心区的初裂值无明显提高,说明在弹性阶段前者对混凝土的约束比后者强。

(3) 在对加固节点进行抗剪承载力计算时,建议对柱加大截面法加固可不考虑轴向力的有利作用,而对碳纤维加固的节点可适当考虑轴向力的有利作用。

(4) 柱加大截面法加固节点中,新加核心区未配有箍筋时,在加载后期外加开裂混凝土对节点核心区约束小了,节点的延性提高小了;新加核心区配有箍筋

时,外加混凝土对节点核心区点约束大了,节点的延性提高大。对于碳纤维加固,在加载后期外贴碳纤维对节点核心区仍有较好约束,故延性提高得多。

(5) 由于新加混凝土的刚度比粘贴碳纤维的刚度大,故柱加大截面法加固的节点刚度提高程度比碳纤维加固的节点刚度提高程度大。

(6) 柱加大截面法加固的混凝土体积比碳纤维大,耗能相对要大,这样柱加大截面加固的节点的耗能能力提高优于碳纤维加固的节点。

参 考 文 献

- [1] 申屠龙美,任玉贺,蒋大骅.低周反复荷载作用下粘钢加固混凝土框架节点性能的试验研究[C].第四届高层建筑抗震论文集,1993.
- [2] 唐九如.钢筋混凝土框架节点抗震[M].东南大学出版社,1989.
- [3] 赵鸿铁.钢筋混凝土框架节点斜截面抗裂度计算[J].建筑结构学报,1990(6).
- [4] 李忠献.钢筋混凝土分体柱框架梁柱节点抗震性能的研究[J].建筑结构学报,2001(8).