

文章编号:1671-1637(2012)06-0029-06

# 高强钢绞线网抗弯加固 RC 梁剥离承载力计算

黄 华<sup>1,2</sup>, 刘伯权<sup>1</sup>, 贺拴海<sup>2</sup>, 吴 涛<sup>1</sup>, 潘 元<sup>1</sup>

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710064; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064)

**摘 要:**为分析高强不锈钢绞线网加固的钢筋混凝土梁抗弯剥离破坏,以加固梁端部锚固区域的剥离破坏为研究对象,以8根钢筋混凝土加固梁端部锚固试验为基础,对计算FRP加固梁和粘贴钢板加固梁端部剥离破坏的Smith和Teng模型进行修正,建立适合高强钢绞线网加固技术的端部剥离承载力计算模型。以加固梁中部的剥离破坏为研究对象,取加固梁跨中部位两弯曲裂缝之间的部分为计算单元,分析钢绞线网的受力状态,建立加固梁中部剥离破坏的粘结剪应力和剥离正应力计算模型,提出中部剥离破坏准则,并对所建立的模型进行了验证。研究结果表明:端部剥离承载力计算模型上限值取0.57,与试验相符;中部剥离承载力模型计算值与试验值仅相差3.77%,计算模型可行。

**关键词:**桥梁工程;高强钢绞线网;抗弯加固;剥离破坏;承载力计算

**中图分类号:**U445.72      **文献标志码:**A

## Debonding bearing capacity calculation of RC beam flexural strengthened with high strength steel wire mesh

HUANG Hua<sup>1,2</sup>, LIU Bo-quan<sup>1</sup>, HE Shuan-hai<sup>2</sup>, WU Tao<sup>1</sup>, PAN Yuan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China;

2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

**Abstract:** In order to research the debonding failure of reinforced concrete (RC) beam flexural strengthened with high strength stainless steel wire mesh, the debonding failure in the anchorage area of strengthened beam plate-end was taken as research object, Smith-Teng model was revised to calculate the debonding failure of beam strengthened with fiber reinforced plastics (FRP) or bonding steel based on anchorage tests at the plate-end of 8 strengthened RC beams. The calculation model of debonding bearing capacity at the plate-end of beam strengthened with high strength steel wire mesh was established. The debonding failure at the middle part of strengthened beam was taken as research object, the middle part between two nearby flexural cracks of RC beam was regarded as arithmetic element, the stress condition of steel wire mesh was analyzed, and the calculation models of bonding shear stress and debonding normal stress at the middle part of strengthened beam were deduced. The debonding criteria at the middle part of strengthened beam were proposed, and the models were validated. Analysis result indicates that the upper limit of the calculation model of debonding bearing capacity at plate-end equals 0.57, it is in accordance with test result. The difference between the value calculated by the model of debonding bearing capacity at the middle part and test result is approximately

收稿日期:2012-07-28

基金项目:国家自然科学基金项目(51078037);高等学校博士学科点专项科研基金项目(20090205120008);中央高校基本科研业务费专项资金项目(CHD2010JC082, CHD2011JC132, CHD2012JC026);陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2012JQ7024);中国博士后科学基金项目(2012M511956)

作者简介:黄 华(1979-),男,江苏常州人,长安大学副教授,工学博士,博士后,从事土木工程抗震与加固研究。

3.77%, so the calculation model is feasible. 2 tabs, 5 figs, 16 refs.

**Key words:** bridge engineering; high strength steel wire mesh; flexural strengthening; debonding failure; bearing capacity calculation

**Author resume:** HUANG Hua(1979-), male, associate professor, PhD, +86-29-82337279, huanghua23247@163.com.

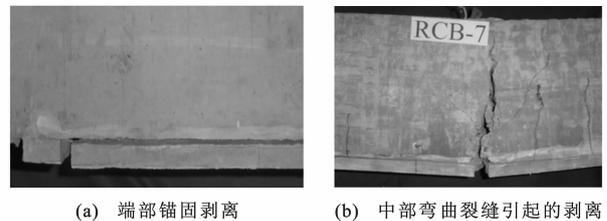
## 0 引 言

高强钢绞线网加固技术是在混凝土构件表面张紧钢绞线网,然后用膨胀螺栓固定在构件上,使其整体受力而共同工作,最后在其表面抹上渗透性聚合物砂浆作为保护层,以提高结构承载力和耐久性的一种加固方法。胡新舒等采用高强钢绞线网,分别对 6 根钢筋混凝土矩形梁进行了抗弯加固静力试验,对 5 根钢筋混凝土矩形梁进行了抗弯加固疲劳试验,结果表明该技术能够有效地增大加固构件的承载力,但加固层与原构件粘结面之间会发生剥离破坏<sup>[1-2]</sup>;黄华以河北某大桥加固为工程背景,对采用该技术加固的 4 根钢筋混凝土 T 形梁进行了抗弯试验,结果表明试验过程中加固层会发生剥离破坏<sup>[3]</sup>。加固构件的粘结破坏区由原构件混凝土和聚合物砂浆及界面材料共同组成,该区域材料组成复杂,粘结面形状不规则,界面应力状态也非常复杂,并且加固构件不同位置处高强钢绞线网-聚合物砂浆与混凝土粘结界面的受力状态不同,剥离发生的应力条件不同,目前对该问题的研究并不多见。曹俊对 9 根钢筋混凝土梁进行了抗弯加固试验,研究端部锚固长度对剥离破坏的影响,其锚固长度在 150~280 mm 之间,结果表明当加固层锚固长度大于等于 300 mm 时基本能够保证加固层粘结强度<sup>[2]</sup>;黄华等对该加固层进行了 243 个测点的正拉粘结强度试验、24 个测点的剪切粘结强度试验与 9 个试件的剥离破坏试验,给出了加固层粘结强度计算模型,但未涉及到具体构件的剥离破坏强度问题<sup>[4]</sup>。事实上,抗弯加固构件剥离破坏不仅会在梁的端部产生,而且同样会在跨中区域产生。本文在已有试验研究基础上,首先对抗弯加固梁端部剥离破坏进行研究,并对 Smith 和 Teng 模型进行修正,以使其适用于高强钢绞线网加固技术,其次对抗弯加固梁跨中剥离破坏进行分析,提出合理的跨中剥离承载力计算模型。

## 1 抗弯加固破坏模式

对现有的抗弯加固试验<sup>[1-4]</sup>分析表明,抗弯加固

梁的剥离破坏主要有 2 种模式,见图 1。一种是端部锚固长度不够,在应力高度集中的情况下发生锚固破坏,见图 1(a)。另一种是中部弯曲裂缝引起的剥离破坏,这种情况下,由于混凝土材料强度的离散性和施工缺陷等各种因素,在构件薄弱部位存在应力集中而产生最初的微裂缝,进而随荷载增加,相邻裂缝间形成相对位移及裂缝发展高度等差异,使得加固层钢绞线存在应力差,当弯曲主裂缝处的应力差达到临界值时,粘结界面中出现一条水平裂缝,从弯曲主裂缝的位置向加固层端部发展,见图 1(b)。

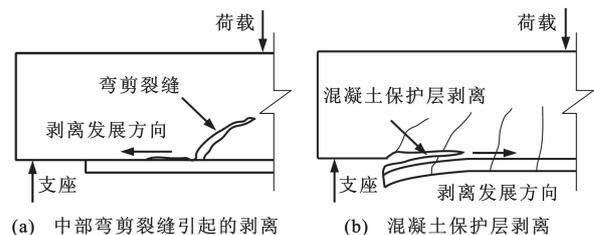


(a) 端部锚固剥离 (b) 中部弯曲裂缝引起的剥离

图 1 抗弯加固梁的剥离破坏

Fig. 1 Debonding failures of flexural strengthened beams

另外,根据 FRP 加固的试验研究,中部弯剪裂缝同样会造成剥离破坏,见图 2(a),但在高强钢绞线网-聚合物砂浆加固中尚未发现。对于图 2(b)混凝土保护层剥离破坏在目前的研究中也未曾发现。由于聚合物砂浆与混凝土粘结界面之间粘结破坏区的存在<sup>[4]</sup>,界面粘结强度一般小于原构件混凝土及加固砂浆的强度,使得发生此类剥离破坏的可能性降低。另外,抗弯强度过度提高后发生的剪切破坏、压区混凝土压碎破坏和拉区钢绞线拉断破坏 3 种破坏模式均不是由于加固层界面剥离导致的破坏,本文仅对抗弯加固剥离破坏进行详细分析。



(a) 中部弯剪裂缝引起的剥离 (b) 混凝土保护层剥离

图 2 抗弯加固梁剥离破坏其他模式

Fig. 2 Other debonding failures of flexural strengthened beams

## 2 端部剥离破坏承载力计算

高强钢绞线网加固层与混凝土界面的剥离破坏面在粘结破坏区内,破坏区材料同为混凝土基材,而粘贴钢板加固和粘贴 FRP 加固的剥离破坏区位于粘结界面往下 2~5 mm 厚的混凝土内部,因此,这三类加固技术的剥离破坏均位于混凝土材料的内部,具有相近的剥离破坏机理。Taljsten 等在研究粘贴钢板加固和粘贴 FRP 加固时就已采用了相同的粘结强度模型<sup>[5-7]</sup>。

对粘贴 FRP 加固和粘贴钢板加固的端部剥离破坏研究表明,端部剥离破坏同样是影响加固承载力提高程度的重要原因。为避免发生早期剥离破坏,研究者提出了众多计算模型,主要分为基于受剪承载力的模型、混凝土齿状模型和基于界面应力的模型。Smith 等收集 14 项研究的 59 个数据,对现有模型进行分析评价<sup>[6-7]</sup>,认为 Oehlers<sup>[8]</sup>、Ziraba 模型 II<sup>[9]</sup>、Jansze<sup>[10]</sup>、Raooof 和 Zhang 下限值模型<sup>[11]</sup>和 Raooof 和 Hassanen 下限值模型<sup>[12]</sup>较好,同时建立了更为简洁精确的端部剥离承载力模型,即

$$\begin{cases} V_{db} = \eta V_c \\ M_{db}/M_u \leq 0.67 \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} V_c = (1.4 - h_0/2\ 000)(bh_0)^{2/3}(A_s f'_c)^{1/3} \\ 1.4 - h_0/2\ 000 \geq 1.1 \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\eta$  为系数; $M_{db}$ 、 $V_{db}$  分别为剥离时加固层端部的弯矩和剪力; $M_u$  为加固梁极限弯矩; $V_c$  为加固梁极限剪力; $f'_c$  为混凝土圆柱体抗压强度; $A_s$  为受拉钢筋面积; $b$  为加固梁截面宽度; $h_0$  为加固梁截面有效高度。

当  $\eta$  为 1.5 时,该模型具有 95.6% 保证率的下限值;当  $\eta$  为 1.4 时,具有 94.2% 保证率的下限值。设计中由于不能确定混凝土保护层剥离是否为最终的破坏形态,故 Smith 等建议取  $\eta$  为 1.4。

现以 8 根梁锚固试验<sup>[2]</sup>为基础,验算 Smith 和 Teng 模型。该试验采用两点对称集中加载,试验装置见图 3,加固梁有效跨长为 1 600 mm,纯弯段长度为 500 mm,两侧剪跨段各 550 mm。加固层锚固长度、实测剪力  $V_{db}$ 、实测极限弯矩  $M_u$  以及破坏状态见表 1。依据式(1)、(2),计算各相关数据,列于表 1。由表 1 可见,在高强钢绞线网-聚合物砂浆加固钢筋混凝土结构中, $\eta$  平均值为 1.44,在 1.4~1.5 之间。根据试验破坏模式,发生跨中钢绞线拉断破坏的试验梁  $M_{db}/M_u$  值最小,且该比值有随端部锚固长度增加而减小的趋势。试验数据的比值见图 4,由图 4 可知,加固梁端部剥离破坏与  $M_{db}/M_u$  具有很明显的关系,因而 Smith 和 Teng 模型可用



图 3 试验装置  
Fig. 3 Test device

表 1 抗弯加固梁端部剥离荷载

Tab. 1 Debonding capacities at plate-end of flexural strengthened beams

试件编号	$V_{db}/\text{kN}$	$V_c/\text{kN}$	$V_{db}/V_c$	$M_{db}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_u/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_{db}/M_u$	$\tau_{dp,max}/\text{MPa}$	锚固长度/m	破坏模式
RCL-1	28.80	21.41	1.35	11.52	15.84	0.73	2.379	0.150	端部剥离破坏,跨中混凝土未压坏,钢绞线未屈服
RCL-2	27.90	21.69	1.28	12.56	15.35	0.82	2.640	0.100	端部剥离破坏,跨中混凝土未压坏,钢绞线未屈服
RCL-3	30.75	21.56	1.43	11.99	16.91	0.71	2.379	0.160	端部剥离破坏,跨中混凝土未压坏,钢绞线未屈服
RCL-4	31.45	21.32	1.48	12.42	17.30	0.72	2.379	0.155	端部剥离破坏,跨中混凝土未压坏,钢绞线未屈服
RCL-5	31.85	20.86	1.53	11.08	17.52	0.63	2.118	0.202	端部剥离破坏,跨中混凝土接近压碎,钢绞线屈服
RCL-6	33.65	22.54	1.49	11.78	18.51	0.64	2.118	0.200	端部剥离破坏,跨中混凝土接近压碎,钢绞线屈服
RCL-7	33.15	21.94	1.51	9.05	18.23	0.50	1.701	0.277	跨中混凝土接近压碎,钢绞线拉断
RCL-8	32.15	21.88	1.47	8.71	17.68	0.49	1.701	0.279	跨中混凝土压碎,钢绞线接近拉断

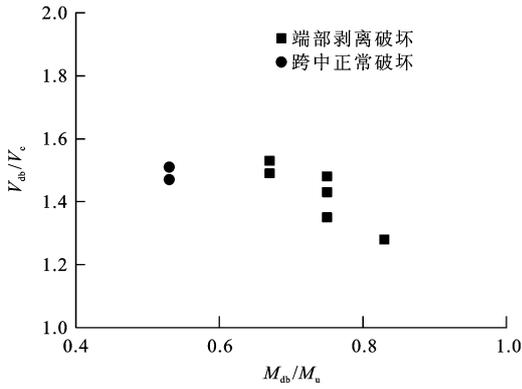


图 4 剥离模型与试验数据对比

Fig. 4 Comparison between debonding models and test results

于高强钢绞线-聚合物砂浆端部剥离破坏计算。

由于试验基于两点对称集中加载下的抗弯加固梁,设加载点荷载为  $P$ ,则有

$$\begin{cases} V_{db} = P \\ M_{db} = P(a - l_0) \end{cases} \quad (3)$$

式中: $a$  为剪跨长度; $l_0$  为加载点至加固层端部长度。

将式(3)代入加固层端部最大应力计算模型<sup>[3]</sup>

$$\tau_{dp,max} = \frac{\alpha_m A_{sw} M_{db}}{\gamma_m b} + \frac{\alpha_m A_{sw} V_{db}}{\gamma_m^2 b}$$

可得最大粘结剪应力  $\tau_{dp,max}$  为

$$\tau_{dp,max} = \frac{\alpha_m A_{sw} V_{db}}{\gamma_m^2 b} [\gamma_m (a - l_0) + 1] \quad (4)$$

式中: $\alpha_m$ 、 $\gamma_m$  为系数; $A_{sw}$  为加固钢绞线截面面积。

根据剥离破坏准则 1<sup>[3]</sup>,当  $\tau_{dp,max}$  大于等于剪切粘结强度  $\tau_{pa}$  时,构件将发生端部剥离破坏。对比式(4)和式(3)可见,在业已确定的外荷载  $P$  作用下,决定式(4)中  $\tau_{dp,max}$  大小的是  $l_0$  值,而与  $V_{db}$  值无关,且随  $l_0$  值增大而减小。由图 4 可见,采用  $M_{db}/M_u$  的比值建立端部剥离破坏模型将是合理的,其反映了粘结剪应力的影响,建立简化模型为

$$\begin{cases} V_{db} = \eta V_c \\ M_{db}/M_u \leq 0.57 \end{cases} \quad (5)$$

式中: $\eta$  取 1.44。 $M_{db}/M_u$  的上限值为 0.57,主要原因如下:由表 1 计算值可见,RCL-5、RCL-6 的  $\tau_{dp,max}$  值小于  $\tau_{pa}$ ,此处  $\tau_{pa}$  为 2.291 MPa,且  $V_{db}$  的均值与发生跨中钢绞线拉断的 RCL-7、RCL-8 梁  $V_{db}$  均值之比为 1.003,说明 RCL-5、RCL-6 即将发生跨中钢绞线拉断的正常破坏,试验测试也表明即将发生正常破坏,其  $M_{db}/M_u$  比值接近临界状态;在 Smith 和 Teng 模型中, $M_{db}/M_u$  的上限值为 0.67,与 RCL-5、RCL-6 梁  $M_{db}/M_u$  的比值非常接近;由于高强钢绞线-聚合物砂浆加固梁端部剥离破坏试验数据点

少,为安全考虑,本文模型中  $M_{db}/M_u$  的上限值取 RCL-5~RCL-8 的均值 0.57。

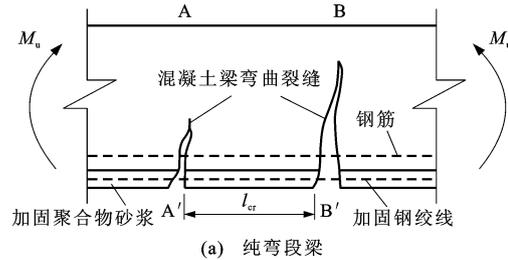
式(5)已包含了端部锚固长度的限制,为设计安全,现结合拉剪试验确定的有效锚固长度  $L_e$ <sup>[3]</sup> 及相关试验<sup>[2]</sup>,对端部锚固长度作如下限制,以完善端部剥离承载力的计算。

$$l_0 \geq 2L_e \quad (6)$$

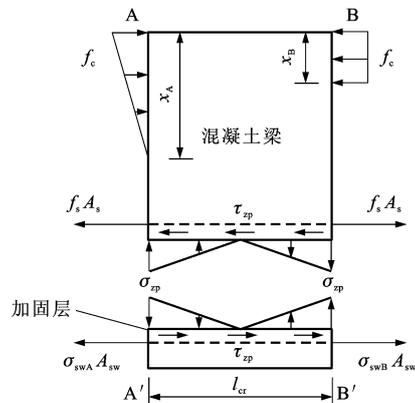
### 3 中部剥离破坏应力分析

加固梁跨中纯弯段受力及开裂形态见图 5(a),粘结破坏层处于粘结剪应力和剥离正应力共同作用下的复杂受力状态,当二者达到粘结破坏层极限承载力时便发生跨中剥离破坏,因此,对中部剥离破坏的分析主要是求出粘结剪应力和剥离正应力的大小。

依据刘金伟等对 FRP 加固梁跨中剥离破坏的分析<sup>[13]</sup>,取两裂缝之间的钢筋混凝土梁为计算单元体,见图 5(b)。图 5 中, $l_{cr}$  为裂缝平均间距, $x_A$  和  $x_B$  分别为 AA'截面和 BB'截面的受压区高度, $f_c$  为混凝土抗压强度, $f_s$  为钢筋屈服强度, $A_s$  为原梁钢筋截面面积, $A_{sw}$  为加固高强钢绞线截面面积, $\sigma_{swA}$  为 AA'截面上高强钢绞线应力, $\sigma_{swB}$  为 BB'截面上高强钢绞线应力, $\sigma_{zp}$  为粘结面上的剥离正应力, $\tau_{zp}$  为粘结面上的粘结剪应力。假定极限弯矩  $M_u$  作用下,



(a) 纯弯段梁



(b) 计算单元受力

图 5 抗弯加固梁跨中剥离计算单元  
Fig. 5 Debonding calculation unit at middle part of flexural strengthened beams

裂缝发展高的BB'截面压区混凝土达到极限受压状态,混凝土压应力分布为矩形,而裂缝发展较低的AA'截面压区混凝土刚达到抗压强度,但截面仍处于弹性阶段,混凝土受压区应力分布为三角形,内力分布见图5(b),两截面原梁钢筋已达屈服,则高强钢绞线应力差最大。事实上裂缝截面压区混凝土达极限状态,在裂缝间距范围内的另一侧截面混凝土压应力不可能正好处于弹性状态,计算应力差将偏大,从而计算剥离应力偏大。由AA'截面受力平衡得

$$\begin{cases} \sigma_{swA}A_{sw} + f_sA_s = \frac{1}{2}f_cx_A b \\ M_u = \sigma_{swA}A_{sw}\left(h_{sw} - \frac{1}{3}x_A\right) + f_sA_s\left(h_0 - \frac{1}{3}x_A\right) \end{cases} \quad (7)$$

整理可得AA'截面 $\sigma_{swA}$ 的控制方程为

$$\frac{2A_{sw}^2}{3f_c b} \sigma_{swA}^2 - \sigma_{swA}A_{sw}\left(h_{sw} - \frac{4f_sA_s}{3f_c b}\right) - f_sA_s\left(h_0 - \frac{2f_sA_s}{3f_c b}\right) + M_u = 0 \quad (8)$$

式中: $h_{sw}$ 为加固截面钢绞线的有效高度。通过式(8)可求得 $\sigma_{swA}$ 值。

由BB'截面受力平衡得

$$\begin{cases} \sigma_{swB}A_{sw} + f_sA_s = f_cx_B b \\ M_u = \sigma_{swB}A_{sw}\left(h_{sw} - \frac{1}{2}x_B\right) + f_sA_s\left(h_0 - \frac{1}{2}x_B\right) \end{cases} \quad (9)$$

整理可得BB'截面 $\sigma_{swB}$ 的控制方程为

$$\frac{A_{sw}^2}{2f_c b} \sigma_{swB}^2 - \sigma_{swB}A_{sw}\left(h_{sw} - \frac{f_sA_s}{f_c b}\right) - f_sA_s\left(h_0 - \frac{f_sA_s}{2f_c b}\right) + M_u = 0 \quad (10)$$

通过式(10)可求得 $\sigma_{swB}$ 值。

设裂缝平均间距 $l_{cr}$ 由《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中的公式计算,得

$$l_{cr} = \beta(1.9c + 0.08d/\rho_{te}) \quad (11)$$

式中: $c$ 为混凝土保护层厚度; $\beta$ 为系数,轴心受拉构件取1.1,其他构件取1.0; $d$ 为钢筋直径,当配置不同钢种、不同直径的钢筋时,取其有效直径; $\rho_{te}$ 为纵向受拉钢筋配筋率。

取加固层为隔离体,作弹性分析,可得 $\sigma_{zp}$ 为

$$\sigma_{zp} = \frac{6(\sigma_{swB} - \sigma_{swA})A_{sw}t'_m}{bl_{cr}^2} \quad (12)$$

式中: $t'_m$ 为粘结破坏层上表面到高强钢绞线之间的厚度,无特殊说明可取10 mm。

由加固层隔离体水平方向受力平衡可得

$$\tau_{zp} = \frac{(\sigma_{swB} - \sigma_{swA})A_{sw}}{bl_{cr}} \quad (13)$$

由于计算单元体为两裂缝之间的钢筋混凝土梁, $\tau_{zp}$ 实际上为一均值,当 $l_{cr} > L_c$ 时, $\tau_{zp}$ 将很小,与实际剪应力大小不符,故要求 $l_{cr} > L_c$ 时,取 $l_{cr} = L_c$ 。

## 4 中部剥离破坏准则

加固层隔离体处于拉剪复合受力状态,参考FRP剥离破坏的研究<sup>[14]</sup>,建立破坏准则为

$$\sqrt{\sigma_{zp}^2 + 4\tau_{zp}^2} \leq \tau_{bu} \quad (14)$$

$$\tau_{bu} = 8.0 \times 10^{-3}(0.35H + 2.00)f_{cu,e} \quad (15)$$

式中: $\tau_{bu}$ 为剥离破坏试验确定的剥离破坏剪应力; $H$ 为界面粗糙度; $f_{cu,e}$ 为聚合物砂浆和混凝土立方体抗压强度平均值。

由于目前尚未发现针对高强钢绞线网-聚合物砂浆加固混凝土梁弯曲剥离破坏的专项试验研究,现以抗弯加固的部分试验数据<sup>[15]</sup>来验证公式。

蔡奇进行了RCBF-1~RCBF-7共7根钢筋混凝土梁的高强钢绞线网-聚合物砂浆抗弯加固试验<sup>[15]</sup>。加固试件中,RCBF-2号梁加载至47.6 kN·m,构件发生屈服;加载至49.0 kN·m时,构件纯弯段加固层与原梁本体之间产生水平裂缝;加载至62.4 kN·m时,钢绞线拉断,加固梁破坏,裂缝平均间距为130 mm。RCBF-3梁加载前加固层与原梁本体之间即存在裂缝,最终加固层从梁一端最外侧发生剥落而破坏。RCBF-4、RCBF-5梁试验前加固层与原梁本体之间同样存在水平裂缝,最终加固层剥离,钢绞线拉断。RCBF-6、RCBF-7梁由于增大了原梁配筋,减小了钢绞线用量,最终混凝土压碎破坏。

抗弯加固试验过程中<sup>[15]</sup>,由于没有专门记录剥离特征荷载,且RCBF-3~RCBF-5号梁在加载前加固层与原梁已存在裂缝,故只能以RCBF-2构件计算跨中剥离应力。由于RCBF-2梁屈服荷载为47.6 kN·m,小于纯弯段加固层与原梁本体之间产生水平裂缝时的荷载49.0 kN·m,此时梁已屈服,故取 $\sigma_{swB}$ 为设计值1100 MPa,剥离应力见表2。由表2可知,跨中弯曲裂缝引起的剥离破坏是由于粘结剪应力和剥离正应力共同作用下的剥离破坏。由于裂缝两侧高强钢绞线的应力差,粘结剪应力大于剥离正应力,其作用不可忽视;同样,此处剥离正应力并非垂直压应力,对剥离破坏的发生同样起着重要作用。剥离耦合应力小于剥离破坏剪应力 $\tau_{bu}$ ,一方面是由于剥离时的极限弯矩取值偏小,另一方面二者相对差值仅为3.77%,说明计算值与试验值符合较好,剥离应力分析合理,但必须对跨中弯曲剥离破坏做更为深入的试验研究。

表 2 抗弯加固梁跨中剥离荷载计算

Tab. 2 Debonding capacity calculation at middle part of flexural strengthened beam

试件 编号	$\sigma_{swA}/$ MPa	$\sigma_{swB}/$ MPa	$\sigma_{zp}/$ MPa	$\tau_{zp}/$ MPa	$\sqrt{\sigma_{zp}^2 + 4\tau_{zp}^2}/$ MPa	$\tau_{bu}/$ MPa	相对差值/ %
RCBF-2	918.66	1 100	0.115	0.249	0.511	0.531	3.77

对跨中弯剪裂缝引起的剥离破坏,在目前的研究和工程应用中尚未发现。对粘贴 FRP 加固的研究<sup>[16]</sup>认为这两种剥离破坏存在一定差别,但可按弯曲裂缝引起的剥离破坏进行计算,本文暂作相同处理。

## 5 结 语

以高强钢绞线网加固钢筋混凝土梁端部锚固剥离破坏试验为基础,修正 Smith 和 Teng 剥离破坏模型,提出了适合高强钢绞线网加固 RC 梁端部剥离破坏的承载力计算模型。取加固梁跨中部位两弯曲裂缝之间的部分为计算单元,分析了加固钢绞线的受力状态,建立了抗弯加固梁中部剥离破坏的粘结剪应力计算模型和剥离正应力计算模型。基于加固层的剥离破坏剪应力,提出了抗弯加固梁中部剥离破坏准则。选取相关试验数据,对所建立的高强钢绞线网加固钢筋混凝土梁端部和中部剥离承载力计算模型进行了对比分析,结果表明计算模型基本可行,但还需进行更为深入的试验研究。

### 参 考 文 献 :

#### References :

[1] 胡新舒. 高强钢绞线加固钢筋混凝土梁抗弯疲劳性能的试验研究[D]. 北京:清华大学,2004.  
HU Xin-shu. Experimental study on bending fatigue behavior of RC beams strengthened by stainless steel wires[D]. Beijing: Tsinghua University, 2004. (in Chinese)

[2] 曹俊. 高强不锈钢绞线网-聚合砂浆粘结锚固性能的试验研究[D]. 北京:清华大学,2004.  
CAO Jun. Experimental study on bonding anchorage performance of stainless steel wire mesh and polymer[D]. Beijing: Tsinghua University, 2004. (in Chinese)

[3] 黄华. 高强钢绞线网-聚合物砂浆加固钢筋混凝土梁式桥试验研究与机理分析[D]. 西安:长安大学,2008.  
HUANG Hua. Experimental study and theoretical analysis on strengthening RC girder bridge with steel wire mesh and polymer mortar[D]. Xi'an: Chang'an University, 2008. (in Chinese)

[4] 黄华,刘伯权,刘卫铎. 高强钢绞线网-聚合物砂浆加固层与 RC 结构黏结面性能试验[J]. 中国公路学报,2009,22(3):70-75.  
HUANG Hua, LIU Bo-quan, LIU Wei-duo. Experiments on bond performance between reinforced layer with steel wire

mesh and polymer mortar and RC structures[J]. China Journal of Highway and Transport, 2009, 22(3): 70-75. (in Chinese)

[5] TÄLJSTEN B. Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete[J]. International Journal of Adhesion and Adhesives, 1997, 17(4): 319-327.

[6] SMITH S T, TENG J G. FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models[J]. Engineering Structures, 2002, 24(4): 385-395.

[7] SMITH S T, TENG J G. FRP-strengthened RC beams. II: assessment of debonding strength models[J]. Engineering Structures, 2002, 24(4): 397-417.

[8] OEHLERS D J. Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits[J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(8): 2023-2038.

[9] ZIRABA Y N, BALUCH M H, BASUNBUL I A, et al. Guidelines toward the design of reinforced concrete(RC) beams with external plates[J]. Structural Journal, 1994, 91(6): 639-646.

[10] JANSZE W. Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates-design for beam shear and plate anchorage[D]. Delft: Delft University of Technology, 1997.

[11] RAOOF M, ZHANG S. An insight into the structural behaviour of reinforced concrete beams with externally bonded plates[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 1997, 122(4): 477-492.

[12] RAOOF M, HASSANEN M A H. Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 2000, 140(3): 291-305.

[13] 刘金伟,熊光晶,蒋小青. 纤维布抗弯加固梁跨中剥离应力的近似计算[J]. 力学与实践,2005,27(1):39-40.  
LIU Jin-wei, XIONG Guang-jing, JIANG Xiao-qing. An approximate calculation for midspan peeling stress of concrete beam strengthened with fiber reinforced polymer[J]. Mechanics in Engineering, 2005, 27(1): 39-40. (in Chinese)

[14] 杨勇新,岳清瑞,叶列平. 碳纤维布加固钢筋混凝土梁受弯剥离承载力计算[J]. 土木工程学报,2004,37(2):23-27,32.  
YANG Yong-xin, YUE Qing-rui, YE Lie-ping. Calculation for flexural debonding bearing capacity of RC beams strengthened with carbon fiber sheets[J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(2): 23-27, 32. (in Chinese)

[15] 蔡奇. 高强钢绞线加固钢筋混凝土梁刚度裂缝的研究[D]. 北京:清华大学,2003.  
CAI Qi. Experimental study on stiffness and crack of RC beam strengthened with high strength steel wire[J]. Beijing: Tsinghua University, 2003. (in Chinese)

[16] TENG J G, SMITH S T, YAO J, et al. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs[J]. Construction and Building Materials, 2003, 17(6/7): 447-462.