

引用本文:康少波,汪若云,王丹丹. UHPFRC 与钢筋黏结-滑移模型[J]. 建筑科学与工程学报, 2020, 37(5): 70-76.

KANG Shao-bo, WANG Ruo-yun, WANG Dan-dan. Bond-slip Model Between Ultra-high-performance Fibre Reinforced Concrete(UHPFRC) and Reinforcement[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(5): 70-76.

DOI:10.19815/j.jace.2020.07014

## UHPFRC 与钢筋黏结-滑移模型

康少波<sup>1,2</sup>, 汪若云<sup>1,2</sup>, 王丹丹<sup>1,2</sup>

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045;

2. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

**摘要:**通过对 2 种黏结-滑移模型(修正 FIB 模型和 Marchand 模型)进行分析计算,建立黏结区域钢筋微段的受力平衡方程和变形协调方程,研究钢筋埋置长度和荷载水平不同时模型的精确性。结果表明:当钢筋埋置长度较短时,钢筋自由端黏结应力较小,加载端黏结应力较大, Marchand 模型和修正 FIB 模型曲线均与试验曲线较为吻合,随着荷载逐渐增大,黏结应力沿钢筋埋置长度趋于均匀分布;当钢筋埋置长度较长时,钢筋自由端黏结应力远小于加载端黏结应力,此时 Marchand 模型曲线与试验曲线较为吻合,随着荷载逐渐增大, Marchand 模型与修正 FIB 模型计算结果逐渐靠近,且与试验结果吻合良好;埋置长度为 8 倍钢筋直径时,钢筋黏结应力沿埋置长度呈现出明显非线性分布,且自由端处钢筋黏结应力值接近于 0。

**关键词:**UHPFRC; 黏结强度; 分析方法; 黏结-滑移模型

**中图分类号:**TU311

**文献标志码:**A

**文章编号:**1673-2049(2020)05-0070-07

## Bond-slip Model Between Ultra-high-performance Fibre Reinforced Concrete(UHPFRC)and Reinforcement

KANG Shao-bo<sup>1,2</sup>, WANG Ruo-yun<sup>1,2</sup>, WANG Dan-dan<sup>1,2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

**Abstract:** Through the analysis and calculation of two kinds of bond-slip models (modified FIB model and Marchand model), the stress balance equation and deformation compatibility equation of reinforcement micro segment in bond zone were established. The accuracy of the model with different embedded lengths and load levels was studied. The results show that when the embedded length of reinforcement is short, the bond stress at the free end of the reinforcement is small, and the bond stress at the loading end is large. The Marchand model and modified FIB model are in good agreement with the test curve. With the increase of load, the bond stress tends to be uniform along the embedded length of reinforcement. When the embedded length of reinforcement is long, the bond stress at the free end of reinforcement is far less than that at the loading end, and the Marchand model is in good agreement with the test curve. With the increase of load, the calculation results of Marchand model and modified FIB model are close to each

收稿日期:2020-07-06

基金项目:国家自然科学基金青年科学基金项目(51608068)

作者简介:康少波(1984-),男,河北石家庄人,研究员,博士研究生导师,工学博士, E-mail:kang0119@cqu.edu.cn。

other, and they are in good agreement with the test results. When the embedded length is 8 times of the diameter of the reinforcement, the bond stress of the reinforcement along the embedded length presents an obvious nonlinear distribution, and the bond stress at the free end is close to 0.

**Key words:** UHPFRC; bond strength; analysis method; bond-slip model

## 0 引言

作为一种新型水泥基复合材料,超高性能纤维混凝土(Ultra-high Performance Fiber Reinforced Concrete, UHPFRC)具有良好的力学性能,与普通混凝土相比,抗拉、抗压强度提高(抗拉强度不低于 150 MPa,抗压强度不低于 6 MPa),延性较好,且开裂后仍具有一定的抗拉强度<sup>[1]</sup>。UHPFRC 主要用做承重构件或用做拼缝材料,例如桥墩、柱等。现有工程应用包括魁北克行人桥(1997 年,第 1 个 UHPFRC 结构)和肖尼西轻轨站(2013 年,预制 UHPFRC 防水屋顶和外墙)等。

近年来,随着 UHPFRC 应用范围逐渐扩大,钢筋与 UHPFRC 之间的黏结性能也日益受到重视。钢筋与 UHPFRC 之间的黏结性能是两者协同工作的基础,直接影响构件的承载力和变形能力以及超静定结构的应力重分布。黏结的强弱对裂缝宽度、受拉刚化和塑性铰的转动能力等均有显著影响<sup>[1-2]</sup>。

钢筋与普通混凝土之间的黏结强度主要受钢筋强度、混凝土强度、钢筋周围混凝土保护层厚度以及可能存在的外箍筋约束效应的影响<sup>[3]</sup>。UHPFRC 中钢纤维的存在可抑制裂缝的发展,提高混凝土的延性,从而增强钢筋与 UHPFRC 之间的黏结性能。Marchand 等<sup>[1,4-12]</sup>对 UHPFRC 与钢筋之间的黏结性能进行试验研究,讨论混凝土保护层厚度、钢筋埋置长度、纤维掺量等对黏结性能的影响。Sturm 等<sup>[5]</sup>提出了钢筋黏结-滑移曲线,并将黏结-滑移模型分为 2 种类型,即有屈服平台与无屈服平台。当保护层厚度足够时,黏结-滑移模型服从有屈服平台分布,当保护层厚度较小时,钢筋易出现无屈服平台的黏结-滑移模型。Marchand 等<sup>[1]</sup>开展了钢筋的拔出试验,确定了钢筋直径、埋置长度和混凝土覆盖层厚度对黏结性能的影响。基于试验结果,提出了局部黏结应力-滑移曲线,其计算结果与试验结果较为吻合,但是研究并未将局部黏结-滑移关系与埋置长度较长的钢筋整体黏结-滑移性能相关联,因此无法判断局部黏结-滑移模型在分析钢筋整体性能时的准确性。

采用不同局部黏结-滑移模型开展理论分析,研

究不同埋置长度钢筋的整体黏结性能,并与试验结果进行对比,验证理论模型的准确性,确定钢筋埋置长度及荷载水平对黏结性能的影响规律。

## 1 局部黏结-滑移模型

早期钢筋在普通混凝土中的黏结-滑移关系大都为基于试验的数理统计模型<sup>[13-18]</sup>,徐有邻等<sup>[19]</sup>对试验数据进行统计回归和应力状态分析,建立了全过程黏结-滑移模型。针对在 UHPFRC 中埋置的钢筋,文献<sup>[1]</sup>中给出了 2 种钢筋局部黏结-滑移模型,分别为修正 FIB 模型和 Marchand 模型。

### 1.1 修正 FIB 模型

FIB 规范建议的黏结应力-滑移( $\tau$ - $S$ )关系(图 1)为

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} (S/S_1)^\alpha & 0 \leq S \leq S_1 \\ \tau_{\max} & S_1 < S \leq S_2 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \frac{S - S_1}{S_3 - S_2} & S_2 < S \leq S_3 \\ \tau_f & S_3 < S \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\tau_{\max} = 2.5 \sqrt{f_{\text{cm}}}$ ,  $f_{\text{cm}}$  为圆柱体抗压强度平均值; $S_1, S_2$  为滑移值,  $S_1 = 1.0 \text{ mm}$ ,  $S_2 = 2.0 \text{ mm}$ ;  $S_3$  为钢筋肋间净距; $\alpha = 0.4$ ;当钢筋与混凝土黏结性能较好且破坏形式为拔出破坏时,残余黏结应力  $\tau_f = 0.4 \tau_{\max}$ 。

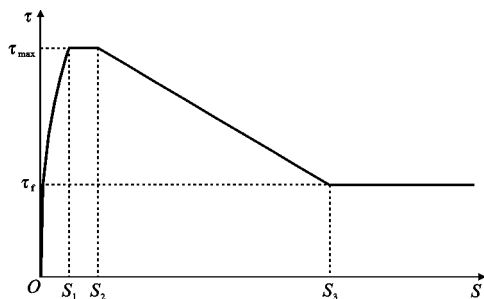


图 1 修正 FIB 黏结-滑移曲线

Fig. 1 Modified FIB Bond-slip Curve

为分析钢筋与 UHPFRC 之间的黏结-滑移性能, Marchand 等<sup>[1]</sup>根据钢筋拔出试验结果对模型进行修正,取  $\tau_{\max} = 3.5 \sqrt{f_{\text{cm}}}$ , 滑移值  $S_1, S_2$  分别为 0.1 mm 和 0.6 mm, 其局部黏结-滑移曲线见图 2。

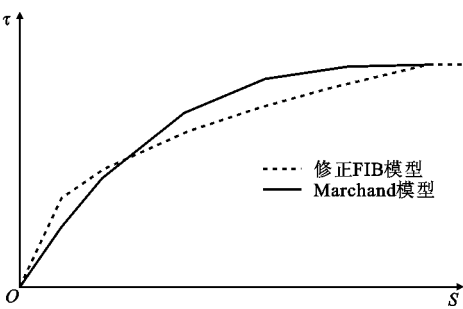


图 2 黏结-滑移曲线上升段对比

Fig. 2 Comparison of Ascending Stage on Bond-slip Curve

1.2 Marchand 模型

修正 FIB 模型的上升段与试验结果存在一定差异,不能准确反映钢筋与 UHPFRC 之间的黏结特征。因此,基于试验结果,Marchand 将黏结-滑移曲线的上升段取为三次多项式,见公式(2),其他阶段的表达式均与修正 FIB 模型相同。Marchand 模型与修正 FIB 模型的对比见图 2。

$$\tau_0 = \tau_{\max} \left[ 1 - \left( \frac{S_1 - S}{S_1} \right)^\beta \right] \quad 0 \leq S \leq S_1 \quad (2)$$

式中: $\beta=3$ ;  $S_1=0.1\text{ mm}$ 。

采用局部黏结-滑移模型计算埋置钢筋的黏结应力和应变时,通常假定混凝土的变形较小,钢筋与混凝土之间的相对滑移与钢筋的变形相同。

在黏结区域钢筋上取微小长度  $dx$ ,建立变形协调方程

$$S(x) = S_f + \int_0^x \epsilon(x) dx \quad (3)$$

式中: $S(x)$ 为钢筋微段的滑移量; $S_f$ 为钢筋自由端的滑移量; $\epsilon(x)$ 为钢筋微段的应变。

除变形协调条件外,钢筋微段需满足平衡条件

$$\pi d dx \tau(x) = A_s [\sigma(x+dx) - \sigma(x)] \quad (4)$$

$$\tau(x) = A_s \frac{d\sigma}{dx}(x) / (\pi d) = \frac{d}{4} \frac{d\sigma}{dx}(x) \quad (5)$$

式中: $A_s$ 为钢筋横截面面积; $\tau(x)$ 为钢筋表面与混凝土之间的黏结应力,可由钢筋微段滑移量根据黏结-滑移模型确定; $d$ 为钢筋直径; $\sigma(x)$ 和  $\sigma(x+dx)$ 分别为微段两端的钢筋应力,其中  $\sigma(x)$ 可根据钢筋的应力-应变关系获得。

2 试验参数

为对比分析不同模型的准确性,选取文献[1]中的钢筋拔出试验结果进行验证,试验装置如图 3 所示。选取 4 个埋置长度不同的试件开展分析,试件参数如表 1 所示。UHPFRC 强度为 205 MPa;钢筋直径为 12 mm,埋置长度分别为  $2.5d, 4d, 8d$ 。试

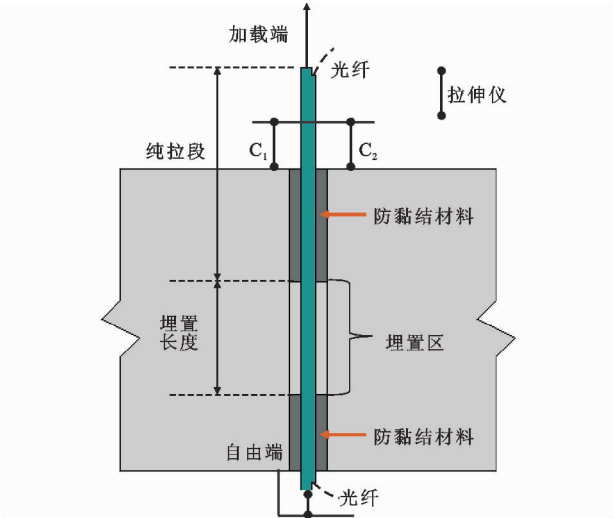


图 3 试验装置

Fig. 3 Test Setup

表 1 试件参数

Tab. 1 Specimen Parameters

试件编号	钢筋直径/mm	埋置长度/mm	破坏模式
194-2.5-5	12	30	PF
52-4-2	12	48	F+PF
72-8-5	12	96	F
194-8-5	12	96	F

件 72-8-5 与试件 194-8-5 的钢筋直径、埋置长度均相同,但其保护层厚度不同,试件 194-8-5 的保护层厚度为 194 mm,而试件 72-8-2 的保护层厚度为 30 mm。试件的破坏模式为钢筋断裂破坏(F)和拔出破坏(PF),4 个试件破坏时 UHPFRC 均未发生劈裂破坏。

钢筋分为开槽与未开槽钢筋,开槽钢筋的屈服强度  $f_y$  与极限强度  $f_u$  分别为 516.0 MPa 和 577.4 MPa。未开槽钢筋的屈服强度和极限强度分别为 532.0 MPa 与 590.5 MPa,其弹性模量与强化模量见表 2。

表 2 钢筋性能

Tab. 2 Steel Properties

试件编号	屈服强度 $f_y$ /MPa	极限强度 $f_u$ /MPa	弹性模量 $E$ /MPa	强化模量 $E_h$ /MPa	截面面积 $A_s$ /mm <sup>2</sup>
194-2.5-5	532.0	590.5	200 000	1 300	113.1
52-4-2	516.0	577.4	186 900	960	113.1
72-8-5	516.0	577.4	186 900	960	113.1
194-8-5	516.0	577.4	186 900	960	113.1

由于微小钢筋滑移会引起较大的黏结应力,为获得钢筋整体黏结应力的分布情况,钢筋应变的测量至关重要。Tassios 等<sup>[20]</sup>利用光学方法测量了钢筋与混凝土截面之间的应变和滑移,测量结果较为

精确,但装置复杂,不易开展。Marchand 等<sup>[1]</sup>将钢筋表面开槽,采用光纤应变系统测量沿钢筋埋置长度的应变分布,见图 3。

### 3 模型验证

钢筋微段长度取值对分析精度和计算效率有显著影响。分析时,对埋置长度为 30 mm 的钢筋, $dx$  取 2 mm 和 3 mm 为宜。对埋置长度为 48 mm 的钢筋, $dx$  取 3 mm 和 4 mm 为宜。对埋置长度为 96 mm 的钢筋, $dx$  宜取 6 mm。

为验证理论分析模型的准确性,取钢筋加载端的应变计算值与试验值相等或接近,对比沿钢筋埋置长度的应变及黏结应力分布。

#### 3.1 钢筋埋置长度为 2.5d

将修正 FIB 模型和 Marchand 模型计算所得的钢筋应变与试验结果进行对比,如图 4 所示。其中埋置长度为 2.5 倍钢筋直径,即 30 mm,微段计算长度  $dx$  为 2 mm。由图 4 可知,当加载端荷载分别为 12,36,48 kN 时,修正 FIB 模型和 Marchand 模型曲线与试验曲线吻合较好。

图 5 为试件 194-2.5-5 沿埋置钢筋长度的黏结应力分布。对比修正 FIB 模型与 Marchand 模型计算结果发现,当荷载为 12 kN 时,钢筋自由端处修正 FIB 模型计算的黏结应力小于 Marchand 模型计算的黏结应力,而加载端处 Marchand 模型计算的黏结应力大于修正 FIB 模型计算的黏结应力。当

荷载逐渐增大至 36 kN 时,自由端处修正 FIB 模型计算的黏结应力大于 Marchand 模型黏结应力,而加载端修正 FIB 模型计算的黏结应力小于 Marchand 模型计算的黏结应力,黏结应力沿埋置钢筋逐渐一致。当荷载为 48 kN 时,Marchand 模型计算的黏结应力与修正 FIB 模型计算的黏结应力较为吻合,沿钢筋埋置长度的黏结应力分布较为均匀,表明当钢筋埋置长度较短且荷载较大时,其黏结应力接近于钢筋的平均黏结强度。

#### 3.2 钢筋埋置长度为 4d

图 6 为试件 54-4-2 的钢筋应变分布曲线,其中钢筋埋置长度为 4 倍钢筋直径,即 48 mm。当加载端荷载为 12 kN 时,Marchand 模型计算的钢筋应变与试验结果吻合良好,而修正 FIB 模型计算的钢筋应变在靠近钢筋自由端处显著低于试验结果。随着加载端荷载逐渐增大,Marchand 模型与修正 FIB 模型计算结果逐渐靠近。

图 7 为试件 54-4-2 沿钢筋埋置长度内的黏结应力分布。对比发现,2 种模型的计算结果明显不同,当荷载为 12 kN 时,Marchand 模型计算的加载端黏结应力低于修正 FIB 模型的计算结果,而在自由端的黏结应力高于修正 FIB 模型的计算结果。当荷载增大至 36 kN 时,Marchand 模型加载端和自由端黏结应力均高于修正 FIB 模型计算结果。随着荷载逐渐增大至 54 kN,Marchand 模型在加载端的黏结应力高于修正 FIB 模型的计算结果,而在

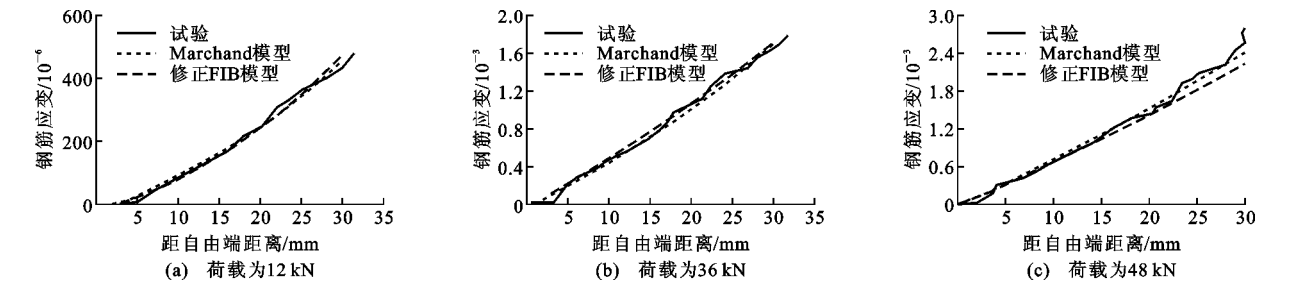


图 4 试件 194-2.5-5 钢筋应变对比

Fig. 4 Comparison of Reinforcement Strain of Specimen 194-2.5-5

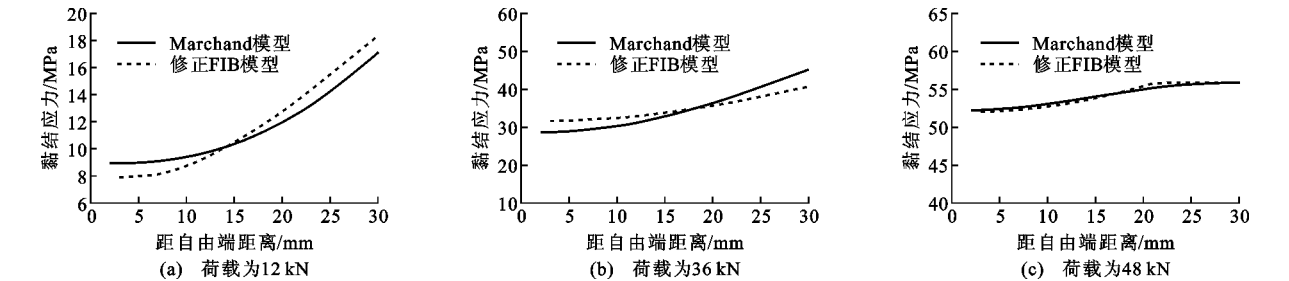


图 5 试件 194-2.5-5 黏结应力对比

Fig. 5 Comparison of Bond Stress of Specimen 194-2.5-5

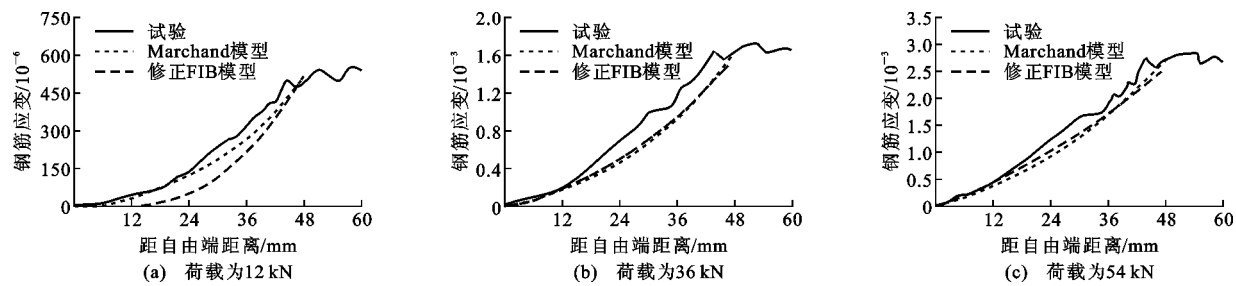


图 6 试件 54-4-2 钢筋应变对比

Fig. 6 Comparison of Reinforcement Strain of Specimen 54-4-2

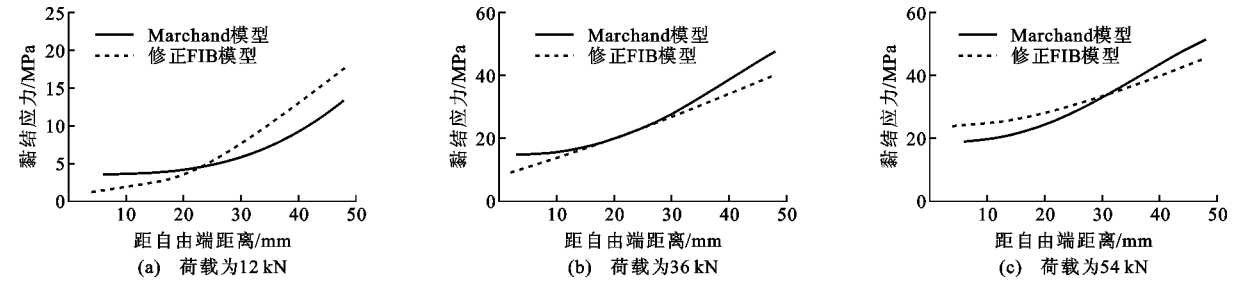


图 7 试件 54-4-2 黏结应力对比

Fig. 7 Comparison of Bond Stress of Specimen 54-4-2

自由端的黏结应力低于修正 FIB 模型的计算结果。不同荷载下黏结应力分布规律的不同主要是由不同黏结-滑移模型上升段引起。

3.3 钢筋埋置长度为 8d

图 8 为试件 72-8-5 沿钢筋埋置长度的钢筋应变分布,其埋置长度为 8 倍钢筋直径,即 96 mm。由图 8 可知:当荷载为 13 kN 时,Marchand 模型计

算所得的钢筋应变分布与试验结果较为吻合,而修正 FIB 模型的计算结果与试验结果相差较大;随着荷载的逐渐增大,Marchand 模型与修正 FIB 模型的试验曲线逐渐靠近,并与试验曲线吻合良好。

图 9 为试件 72-8-5 沿钢筋埋置长度内的黏结应力分布。由图 9 可知,当荷载为 13 kN 时,修正 FIB 模型在自由端的黏结应力为 0,而 Marchand 模

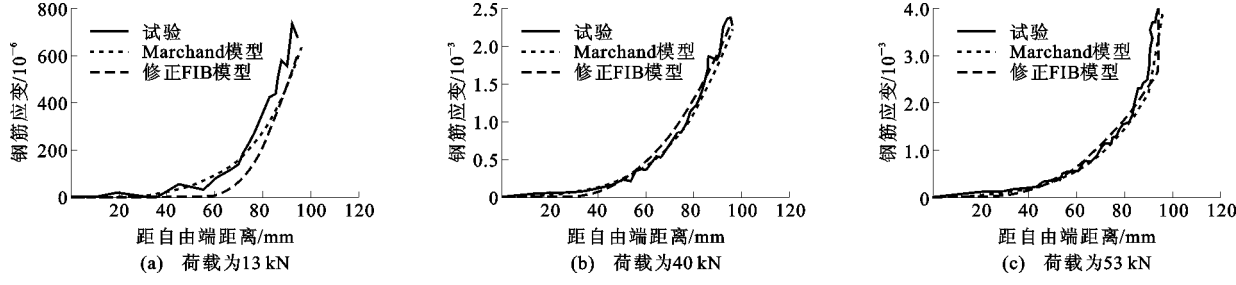


图 8 试件 72-8-5 钢筋应变对比

Fig. 8 Comparison of Reinforcement Strain of Specimen 72-8-5

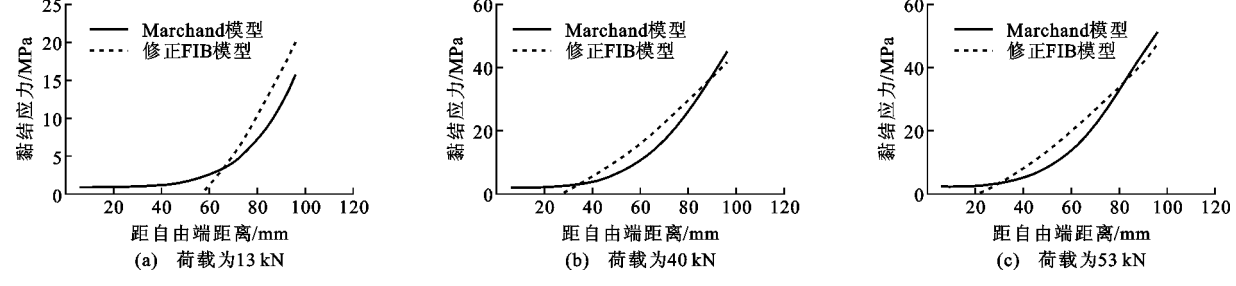


图 9 试件 72-8-5 黏结应力对比

Fig. 9 Comparison of Bond Stress of Specimen 72-8-5

型计算结果高于修正 FIB 模型,随着荷载值逐渐增大,修正 FIB 模型计算的黏结应力段逐渐增大,其黏结应力计算结果与 Marchand 模型计算结果逐渐靠近。

图 10 为试件 194-8-5 的钢筋应变分布曲线,钢筋埋置长度为 96 mm,即 8 倍钢筋直径。由图 10 可知,当钢筋加载端荷载相同时, Marchand 模型和修正 FIB 模型均低估了沿钢筋埋置长度的拉应变。当荷载较小时,采用 Marchand 模型的计算结果较为精确,修正 FIB 模型计算的加载端附近的钢筋应变与试验值较为吻合,但自由端的钢筋应变显著小于试验值;当荷载逐渐超过极限荷载的 60% 时,修正 FIB 模型与 Marchand 模型计算结果与试验结果吻合良好。

与埋置长度为  $2.5d$  (30 mm) 和  $4d$  (48 mm) 的试验钢筋应变相比,埋置长度为  $8d$  (96 mm) 的钢筋应变在自由端附近为 0,随距自由端距离逐渐增大,钢筋应变缓慢增大,呈现出明显的非线性分布,而埋置长度为  $2.5d$  时,钢筋应变迅速增大,分布近似线性。

与图 4 对比发现:当钢筋埋置长度较短时, Marchand 模型计算的钢筋应变分布较为准确;当钢筋的埋置长度较长时,与试验结果相比, Marchand 模型低估了加载端附近的钢筋应变值。这可能是因选取的钢筋微段长度较大引起的。适当减小钢筋微段长度可提高计算精度,但需要更长的运行时间。

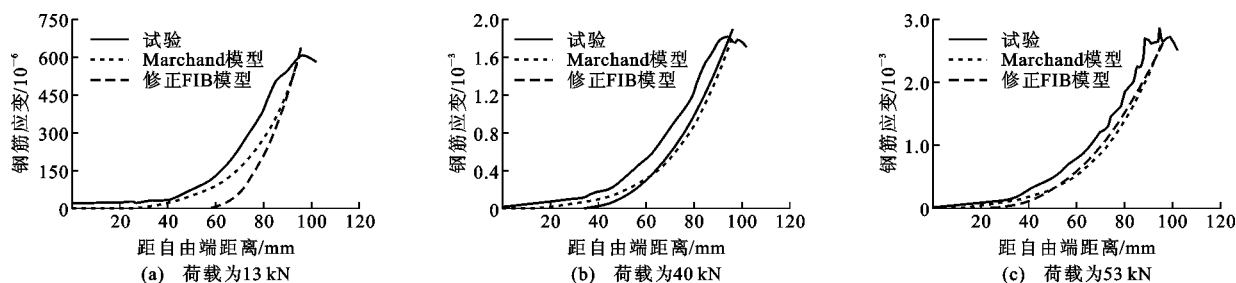


图 10 试件 194-8-5 钢筋应变对比

Fig. 10 Comparison of Reinforcement Strain of Specimen 194-8-5

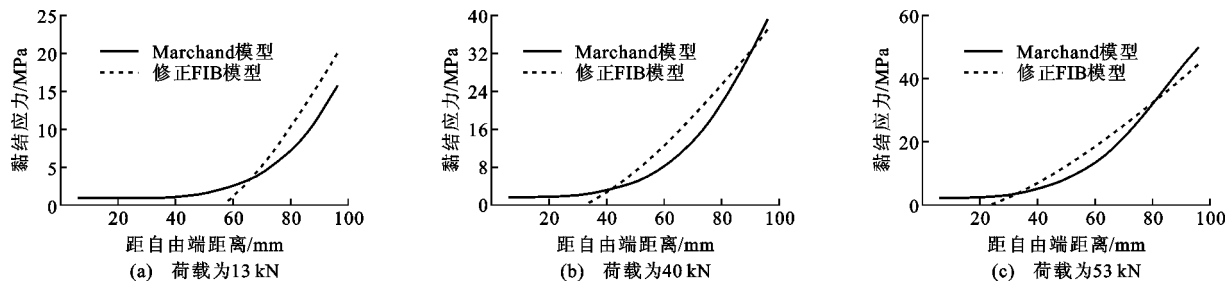


图 11 试件 194-8-5 黏结应力对比

Fig. 11 Comparison of Bond Stress of Specimen 194-8-5

图 11 为试件 194-8-5 在不同荷载作用下钢筋与 UHPFRC 之间的黏结应力分布。由图 11 可知, Marchand 模型计算的钢筋黏结应力沿钢筋埋置长度呈明显的非线性分布,钢筋自由端黏结应力较小,而加载端黏结应力较大。采用修正 FIB 模型计算钢筋与 UHPFRC 之间的黏结应力时,仅能得到有限长度范围内的黏结应力,而钢筋自由端的黏结应力为 0,这表明通过修正 FIB 模型获得的承担施加荷载所需的埋置长度小于实际埋置长度。比较图 11(a), (c) 发现,随着荷载的增大,修正 FIB 模型的计算精确逐渐提高。

与埋置长度为  $2.5d$  (30 mm),  $4d$  (48 mm) 的沿钢筋埋置长度的黏结应力相比,钢筋埋置长度为  $8d$  (96 mm) 的黏结应力分布呈现明显的非线性,而埋置长度为  $2.5d$  时,随着荷载值增大,黏结应力分布逐渐均匀,分布近似为直线段。

## 4 结 语

(1) 当钢筋埋置长度较小 ( $2.5d$ ) 时, Marchand 模型计算结果与修正 FIB 模型计算结果均与试验结果吻合良好。荷载较大时,黏结应力沿钢筋埋置长度均匀分布。

(2) 当钢筋埋置长度逐渐增大 ( $2.5d \sim 8d$ ), 荷载较小时, Marchand 模型钢筋应变计算结果与试验结果吻合良好,而修正 FIB 模型计算的钢筋应变与试验结果误差较大。随着荷载逐渐增大,误差逐渐

减小, Marchand 模型结果与修正 FIB 模型结果均与试验结果较为吻合。钢筋埋置长度较大时, 自由端与加载端应力值显著不同。

## 参考文献:

## References:

- [1] MARCHAND P, BABY F, KHADOUR A, et al. Bond Behaviour of Reinforcing Bars in UHPFRC[J]. Materials and Structures, 2016, 49(5): 1979-1995.
- [2] BABY F, GRAYBEAL B, MARCHAND P, et al. UHPFRC Tensile Behavior Characterization: Inverse Analysis of Four-point Bending Test Results[J]. Materials and Structures, 2013, 46(8): 1337-1354.
- [3] CEB-FIB, Fib Model Code for Concrete Structures 2010[S].
- [4] RONANKI V S, AALETI S, VALENTIM D B. Experimental Investigation of Bond Behavior of Mild Steel Reinforcement in UHPC [J]. Engineering Structures, 2018, 176: 707-718.
- [5] STURM A B, VISINTIN P. Local Bond Slip Behavior of Steel Reinforcing Bars Embedded in Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete [J]. Structural Concrete, 2018, 20(1): 108-122.
- [6] GRAYBEAL B A. Material Property Characterization of Ultra-high Performance Concrete[M]. Washington DC: FHWA, 2006.
- [7] ZHOU Z, QIAO P. Bond Behavior of Epoxy-coated Rebar in Ultra-high Performance Concrete[J]. Construction and Building Materials, 2018, 182: 406-417.
- [8] ROY M, HOLLMANN C, WILLE K. Influence of Volume Fraction and Orientation of Fibers on the Pullout Behavior of Reinforcement Bar Embedded in Ultra High Performance Concrete[J]. Construction and Building Materials, 2017, 146: 582-593.
- [9] YUAN J Q, GRAYBEAL B A. Bond Behavior of Reinforcing Steel in Ultra-high Performance Concrete [R]. Washington DC: FHWA, 2014.
- [10] HOLSCHMACGER K, WEISE D, KLOTZ S. Bond of Reinforcement in Ultra High Strength Concrete [C]//SCHMIDT M FEHLING E GEISENHAN-SLUKE C. Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel: Kassel University Press, 2004: 374-388.
- [11] 刘旭冉. 150 MPa 高性能混凝土与变形钢筋粘结锚固性能试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2015.
- LIU Xu-ran. Experimental Research on Bonding Properties Between 150 MPa High Performance Concrete and Deformed Bars[D]. Chongqing: Chongqing University, 2015.
- [12] FEHLING E, SCHMIDT M, WALRAVEN J, et al. Ultra-high Performance Concrete UHPC: Fundamentals, Design, Examples[M]. New York: John Wiley & Sons, 2015.
- [13] SALEEM M A, MIRMIRAN A, XIA J, et al. Development Length of High-strength Steel Rebar in Ultrahigh Performance Concrete[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, 25(8): 991-998.
- [14] MORRIS G J. Experimental Evaluation of Local Bond Behavior of Deformed Reinforcing Bars in Concrete Structures[D]. Canterbury: University of Canterbury, 2015.
- [15] LUCCIONI B M, LOPEZ D E, DANEIS R F. Bond-slip in Reinforced Concrete Elements[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(11): 1690-1698.
- [16] DAHOU Z, SBARTAI Z M, CASTEL A, et al. Artificial Neural Network Model for Steel-concrete Bond Prediction[J]. Engineering Structures, 2009, 31(8): 1724-1733.
- [17] ASLANI F, SAMALI B. Prediction the Bond Between Concrete and Reinforcing Steel at Elevated Temperatures[J]. Structural Engineering & Mechanics, 2013, 48(5): 643-660.
- [18] TAVARES A J, BARBOSA M P, BITTENCOURT T N, et al. Bond Steel-concrete: Simulation Analysis of the Pull-out Tests and APULOT Using the Program ATENA[J]. Revista IBRACON de Estruturase Matreriais, 2014, 7(1): 138-157.
- [19] 徐有邻, 沈文都, 汪 洪. 钢筋砼粘结锚固性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 1994, 15(3): 26-37.
- XU You-lin, SHEN Wen-du, WANG Hong. An Experimental Study of Bond-anchorage Properties of Bars in Concrete[J]. Journal of Building Structures, 1994, 15(3): 26-37.
- [20] TASSIOS T P, YANNOPOULOS P J. Analytical Studies on Reinforced Concrete Members Under Cyclic Loading Based on Bond Stress-slip Relationships [J]. ACI Structural Journal, 1981, 78(3): 206-216.