

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2025.104



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



水泥基保温叠合楼板与钢筋的黏结滑移性能 试验研究

张望喜^{1a,1b}, 彭佳乐^{1b}, 谢向荣², 李顺涛^{1b}, 刘鑫^{1b}, 易伟建^{1a,1b}

(1. 湖南大学 a 程结构损伤诊断湖南省重点实验室; b. 土木工程学院, 长沙 410082; 2. 绿建科技集团新型建材高技术有限公司, 长沙 410200)

摘要:水泥基保温叠合楼板(CBICS)与钢筋的黏结滑移特性是其组合作用的关键因素,其本构关系可直接表征界面力学行为,是叠合楼板结构设计的重要依据。通过32个板式试件的梁端式拉拔试验,系统研究了钢筋直径(8、10、12、14mm)、叠合层保护层厚度(0、5、10、15mm)及加载顺序对黏结性能的影响。结果表明:由于混凝土与玻璃纤维网的协同阻裂效应,当钢筋直径与保护层厚度均为10 mm时,黏结性能最优;加载顺序对黏结强度影响显著,中部钢筋先加载时,两侧钢筋极限黏结强度降低20%~35%,而在配置大直径钢筋的试件中,两侧钢筋先加载则使中部钢筋极限黏结强度提高31%~52%;基于破坏模式和受力机理分析建立CBICS-钢筋黏结滑移本构模型,该模型精度良好,工程适用性强。此外,依据试验数据确定了保护层厚度为10 mm时不同钢筋直径对应的CBICS与钢筋的临界黏结锚固长度。

关键词:水泥基保温叠合板;梁端拉拔试验;破坏模式;黏结滑移;本构关系

中图分类号: TU375.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(XXXX)XX-0001-13

Experimental study on bond-slip behavior between rebar and cement-based insulated composite slabs

ZHANG Wangxi^{1a,1b}, PENG Jiale^{1b}, XIE Xiangrong², LI Shuntao^{1b},
LIU Xin^{1b}, YI Weijian^{1a,1b}

(1a. Hunan Provincial Key Lab on Diagnosis for Engineering Structures; 1b. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, P. R. China; 2. Lvjian Technology Group New Building Materials High Technology Co., Ltd, Changsha 410200, P. R. China)

Abstract: The bond-slip behavior between cement-based insulated composite slabs (CBICS) and steel reinforcement is essential for composite action, and its constitutive relationship directly reflects the interfacial mechanical response, serving as a fundamental basis for structural design. The bond performance was systematically investigated via 32 beam-end pull-out tests on panel specimens, with particular emphasis on the

收稿日期: 2025-06-13

基金项目: 国家自然科学基金(52478167); 湖南省重大科技攻关“揭榜佳帅”制项目(2025AQ2034)

作者简介: 张望喜(1971-), 男, 博士, 教授, 主要从事装配式结构理论、结构抗震与防连续倒塌性能研究, E-mail: wxizhang2000@hnu.edu.cn.

Received: 2025-06-13

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 52478167); Hunan Province Major Scientific and Technological Breakthrough Project under the “Open Competition for Leadership” System (No. 2025AQ2034)

Author brief: ZHANG Wangxi (1971-), PhD, professor, main research interests: the theory of fabricated structure, seismic analysis of reinforced concrete structures and anti-progressive collapse performance, E-mail: wxizhang2000@hnu.edu.cn.

effects of rebar diameter (8, 10, 12, 14 mm), concrete cover thickness in the composite layer (0, 5, 10, 15 mm), and loading sequence. The results indicated that the bond performance was optimal when both the rebar diameter and concrete cover thickness were 10 mm, owing to the synergistic crack-restraining effect between concrete and the glass fiber mesh. The loading sequence significantly influenced the bond strength: when the central rebars were loaded first, the ultimate bond strength of the peripheral rebars decreased by 20%-35%. Conversely, in specimens with larger-diameter rebars, loading the peripheral rebars first increased the ultimate bond strength of the central rebars by 31%-52%. Based on the analysis of failure modes and load-transfer mechanisms, a bond-slip constitutive model for the CBICS-rebar interface was developed. Validation results confirmed that the proposed model offers high accuracy and strong applicability in engineering practice. Furthermore, the critical bond anchorage length between CBICS and reinforcement was determined for different rebar diameters under a concrete cover thickness of 10 mm, based on the experimental data obtained in this study.

Keywords: cement-based insulated composite slab; beam-end pull-out test; failure mode; bond-slip; constitutive relationship

装配式建筑中叠合板的钢筋黏结滑移性能直接影响其组合受力和抗震性能。传统混凝土叠合板因自重较大、保温性能较差,难以满足当前低碳建筑的发展要求。因此,发展以植物纤维增强水泥基材料为核心的低碳预制构件,已成为推进建筑工业化的重要方向^[1]。相较于传统叠合板,水泥基保温叠合板在其预制层中掺入稻壳纤维、纳米硅膨胀树脂颗粒和官能化偶联剂等改性材料,兼具轻量化、保温隔热、防火及低碳环保等特点^[2],被广泛认为是新一代结构与功能一体化的围护构件。作为叠合板中力的传递核心界面,钢筋与水泥基保温叠合楼板(Cement-based Insulation Composite Slabs, CBICS)之间的黏结滑移行为直接影响结构的极限承载力、塑性转动能力、变形性能及裂缝控制。然而,现行规范中关于保护层厚度、钢筋直径等参数的设计建议主要基于普通混凝土的界面性能,尚未考虑植物纤维基材料的非均匀特性及玻璃纤维网络的增强效应,导致该类构件在实际工程应用中缺乏足够的理论依据^[3]。

在钢筋与混凝土黏结滑移性能研究中^[4-7],经典理论如 Eligehausen 等^[8]提出的 BPE 模型虽可较好地描述普通混凝土中的界面行为,但其参数体系并未考虑植物纤维增强基材的脆性断裂特性及玻璃纤维网络的阻裂效应。已有研究表明^[9],保护层厚度 c 与钢筋直径 d 的比值 c/d 对黏结强度具有显著影响,然而在轻质植物纤维基叠合板中, c/d 的耦合作用机制尚不明确。传统的本构模型,如三折线模型^[10]和 BPE 模型,对植物纤维基材在微滑移阶段和残余阶段的力学响应模拟精度较差,难以满足精细化有限元分析的需求^[11-12]。

在黏结性能试验方法方面,目前多数学者仍采用中心拔出试验^[13-15]和梁式试验^[16-18]。中心拔出试

验装置简单、便于操作,但其应力状态与实际工程中钢筋的受力条件存在较大差异^[19-20]。梁式试验则能够较好地模拟梁端锚固区在弯矩与剪力共同作用下的黏结应力状态^[21],更符合工程实际,但其试件尺寸通常较大,试验成本较高。ACI 408R-03^[22]推荐采用梁端式试验量测钢筋与混凝土的黏结滑移关系,该试验装置简便、易于量测,且试件内部应力状态与实际受弯构件较为接近^[23]。

为建立更贴合工程实际的黏结滑移本构模型,笔者设计了一套适用于 CBICS 与钢筋黏结性能测试的梁端式加载装置。通过开展系统的梁端式试验,重点考察保护层厚度、钢筋直径及加载顺序对 CBICS 与钢筋黏结滑移性能的影响。在分析破坏模式、滑移曲线及传力机制的基础上,构建了适用于 CBICS-钢筋界面的黏结滑移本构模型,为该类复合楼板的长期受弯性能及考虑楼板组合效应的预制混凝土空间框架抗连续倒塌有限元分析提供了可靠的数值模型,该本构模型对于叠合梁及梁板加固等领域同样适用。此外,基于试验结果,明确了保护层厚度为 10 mm 时不同直径钢筋在 CBICS 中的临界黏结锚固长度。

1 试验概况

1.1 试验材料

试验材料分叠合层和预制层。叠合层为 C30 混凝土,在试件浇筑时预留 3 组 150 mm×150 mm×150 mm 的标准立方体试块进行同条件养护,按照《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)^[24]的规定进行立方体抗压试验,结果见表 1。试验采用 HRB400E 钢筋,直径分别为 8、10、12、14 mm,根据《钢筋混凝土用钢 第 2 部分:热轧带肋

钢筋》(GB 1499.2—2024)和《金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)进行材性试验,实测结果见表2。

预制板材料主体部分为水泥基植物纤维砂浆,上下表面各加固一层玻纤网。水泥基植物纤维砂

表 1 混凝土材料参数

Table 1 Concrete material parameters

强度等级	f_{cu1}/MPa	f_{cu2}/MPa	f_{cu3}/MPa	f_{cu}/MPa
C30	31.7	33.76	32.57	32.68

注: f_{cu1} f_{cu2} f_{cu3} f_{cu} 分别为实测第1组、第2组、第3组混凝土立方体抗压强度和3组试件的平均抗压强度。

表 3 玻纤网参数

Table 3 Glass fiber mesh parameters

纤维网名称	密度/(g/cm ³)	单位面积质量/(g/m ²)	网孔中心距/mm		断裂强力 N/mm		断裂伸长率/%	弹性模量/GPa
			径向	纬向	径向-板宽方向	纬向-板长方向		
耐碱玻璃纤维网	2.55	144	5	5	17.2	19.5	3.4	65

1.2 试件设计及制备

试件平面尺寸及测量方案见图1。试件三维尺寸为 600 mm×600 mm×300 mm,钢筋长度为 1440 mm。为探究钢筋加载顺序对黏结应力的影响,每个试件布置3根钢筋,分别位于左侧、中间和右侧,每种布置做两组,奇数组加载顺序为中间-左侧-右侧钢筋,偶数组为右侧-左侧-中间钢筋。

试件现浇混凝土部分配置两层钢筋网。钢筋黏结段长度 5*d*,非黏结段用PVC管与混凝土连接,PVC管与钢筋孔隙以双面胶填充,以防止钢筋发生偏心以及水泥浆进入到孔隙中。自由端和加载端

表 2 钢筋力学性能

Table 2 Mechanical properties of steel bars

钢筋直径/mm	屈服强度 $f_{ym}/$	极限强度 $f_{stm}/$	断后伸长率/%
	MPa	MPa	
8	425	584	12.2
10	435	595	12.7
12	427	587	11.0
14	420	575	10.3

浆主要由水泥、稻壳纤维、纳米硅膨胀树脂颗粒和官能化偶联剂等组成。玻纤网密度、孔径及力学性能参数详见表3。

PVC管各伸出 20 mm,自由端钢筋外伸 40 mm。在距离加载端混凝土表面 440 mm 的钢筋处设置锚具,防止加载出现大滑移。从右向左依次安装4个百分表,百分表1测量钢筋自由端滑移,百分表2测量试件滑移,百分表3、4观察钢筋锚具滑移情况。钢筋编号由4部分组成:以 1-d8-0-M 为例,1表示试件序号,d8表示钢筋直径为 8 mm,0表示叠合层中保护层厚度为 0 mm,M表示中间钢筋。此外,L和R分别表示左侧钢筋和右侧钢筋。综合加载顺序、钢筋直径和保护层厚度等因素,共设计 32个试件,参数见表4。

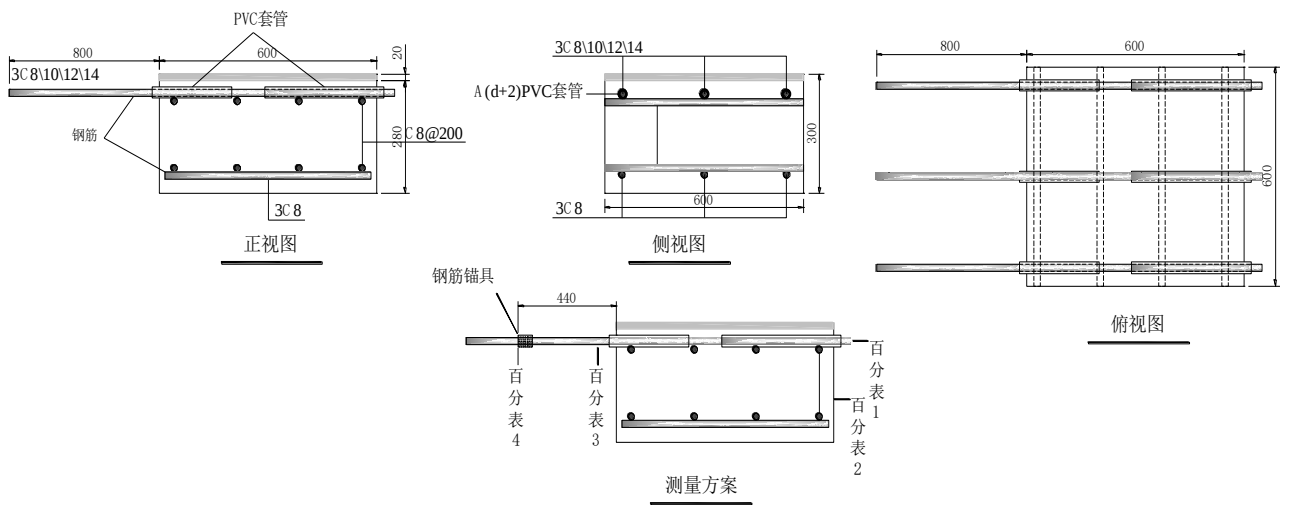


图 1 试件尺寸及测量方案

Fig.1 Specimen dimensions and measurement schemes

试验装置如图2所示。在试件右侧安装配有钢板的楔形反力装置,以约束试件滑移。在加载端依次安装穿心式千斤顶、穿心式传感器及钢筋锚具。在叠合板靠近自由端的上表面设置千斤顶,借助反

力架对叠合板施加约 5 kN 的力,以避免试件自由端在加载过程中的翘起与扭转,同时与试件右侧钢板和底部简支钢垫块共同构成传力路径,用以模拟叠合试件受弯时的应力状态^[23]。构件受力见图3。

表 4 黏结性能拉拔试件参数表

Table 4 Bonding performance pull-out test specimen parameter table

试件序号	预制板厚度/mm+叠合层厚度/mm	叠合层中保护层厚度/mm	叠合层砼强度	板配筋	数量
1~8	20+280	0,5,10,15	C30	C8@200	4×2
9~16	20+280	0,5,10,15	C30	C10@200	4×2
17~24	20+280	0,5,10,15	C30	C12@200	4×2
25~32	20+280	0,5,10,15	C30	C14@200	4×2

注:其中叠合层中保护层厚度为 0 mm 的试件,其钢筋直接接触玻纤网,该工况下,主要是玻纤网和植物纤维承担钢筋表面径向拉应力。

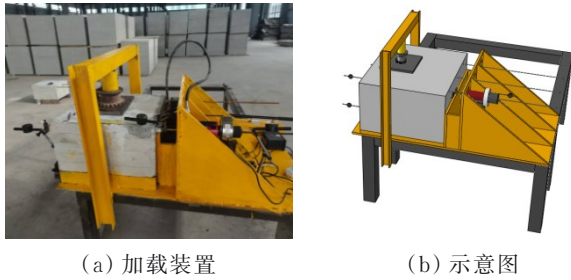


图 2 试验装置
Fig.2 Test apparatus

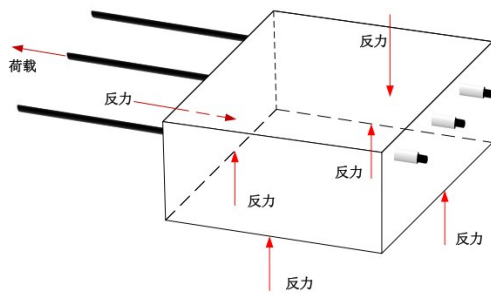


图 3 试件受力示意图
Fig.3 Force diagram of the specimen

1.3 试验结果

在 5d 的黏结长度下认为黏结应力沿钢筋黏结段均匀分布^[25],钢筋与叠合板试件的黏结应力按(1)式计算。

$$\tau = \frac{F}{\pi d l_a} \quad (1)$$

式中: τ 为黏结应力,MPa; F 为拉拔荷载,kN; d 为钢筋直径,mm; l_a 为钢筋黏结区长度,mm。

钢筋滑移 s 按式(2)计算。

$$s = s_f - s_c \quad (2)$$

式中: s_f 为百分表 1 测得自由端钢筋滑移值,mm; s_c 为百分表 2 测得的试件滑移值,mm。

试件的试验结果如附录 A 所示。

1.4 黏结破坏特征

试验中共观察到试件的 5 种黏结破坏形式:拔出破坏(P)、拔出-劈裂破坏(P-S)、劈裂破坏(Splitting,S)、锚具滑移破坏(Anchorage Slip,A-S)和 PVC 管拔出破坏(PVC Pipe Pull-out,PPP)。其中,若发生锚具滑移破坏(A-S)或 PVC 管拔出破坏

(PPP),则判定试件失效。

拔出破坏(P):钢筋被缓慢拔出,直至破坏。整个过程中,试件表面未观察到明显裂缝。

拔出-劈裂破坏(P-S):如图 4(a)所示。加载初期,试件表面无明显变化。随着荷载增大,钢筋横肋对肋前混凝土的斜向挤压力不断增强,其径向分量导致混凝土内部产生拉应力。当该拉应力超过混凝土抗拉强度时,肋前混凝土出现汇合微裂缝。接近峰值荷载时,试件侧面出现细微斜裂缝。荷载随后持续下降,钢筋自由端滑移显著增加。待荷载稳定后,钢筋最终被拔出,试件宣告破坏。破坏后试件仍能基本保持闭合状态。

劈裂破坏(S):如图 4(b)所示。加载前期表现稳定。接近峰值荷载时,试件侧面突发通长斜裂缝,伴随巨大声响。随后荷载迅速降至零,钢筋滑移急剧增大,黏结强度完全丧失。



(a) 拔出-劈裂破坏(R) (b) 劈裂破坏(L)

图 4 试件 18-d12-0-R 和 18-d12-0-L 破坏形态照片

Fig.4 Photos of failure mode of specimen 18-d12-0-R and 18-d12-0-L

1.5 黏结滑移曲线

试验获得的钢筋与 CBICS 的典型黏结滑移曲线(包括拔出破坏及拔出劈裂破坏)如图 5 所示。钢筋受力全过程可归纳为 4 个典型阶段:微滑移段、滑移段、下降段和残余段。

微滑移段:加载初期,钢筋自由端无滑移或滑移量极小。黏结界面开始受剪,此阶段黏结力主要由钢筋与混凝土间的化学胶结力提供,黏结滑移曲线呈现直线上升。

滑移段:随荷载增加,化学胶结力逐渐丧失,摩擦力与机械咬合力逐渐主导黏结行为。钢筋横肋与周围混凝土间的机械咬合力促使黏结应力持续

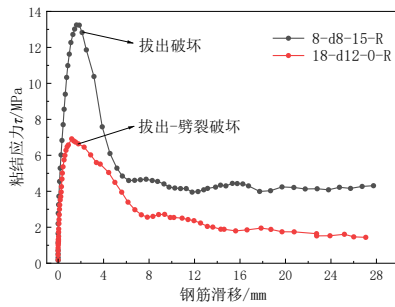


图5 典型黏结滑移曲线

Fig.5 Typical bond-slip curves

增长,黏结滑移曲线呈现非线性上升。

下降段:黏结应力达到极限黏结强度后,肋前混凝土发生压溃,导致混凝土对钢筋的约束作用显著削弱。黏结滑移曲线表现为近似线性下降。

残余段:下降段结束后,黏结滑移曲线进入残余阶段。此阶段黏结强度主要由摩擦力维持,残余段近似呈水平直线。

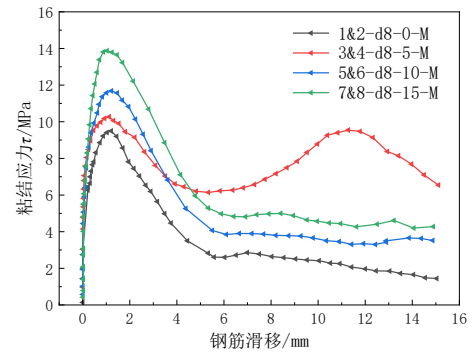
2 影响因素分析

2.1 保护层厚度对黏结性能的影响

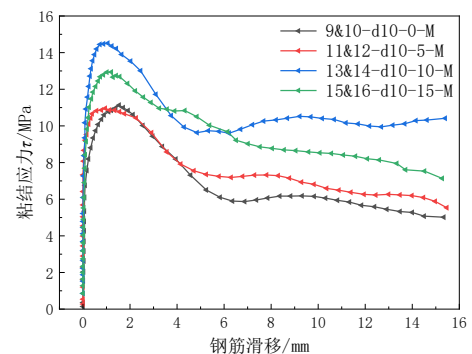
图6展示了保护层厚度对钢筋与CBICS黏结滑移曲线的影响规律。总体而言,随着保护层厚度的增加,曲线滑移段的斜率相应增大,表明叠合层中较大的保护层厚度可提供更高的初始黏结刚度。对直径为8 mm的钢筋,保护层厚度从10 mm增至15 mm对黏结性能的提升效应显著强于其从0 mm增至5 mm或从5 mm增至10 mm。

对于直径大于8 mm的钢筋,保护层厚度从5 mm增至10 mm对黏结性能的提升效应,则明显优于其从0 mm增至5 mm或从10 mm增至15 mm。原因是:钢筋直径增大时,试件更容易发生劈裂破坏。钢筋距离结合面越近,径向拉应力直接传递至玻纤网,玻纤网的高延性通过桥联效应抑制裂缝张开位移,有效维持裂缝的闭合状态,从而提升钢筋的包裹力。

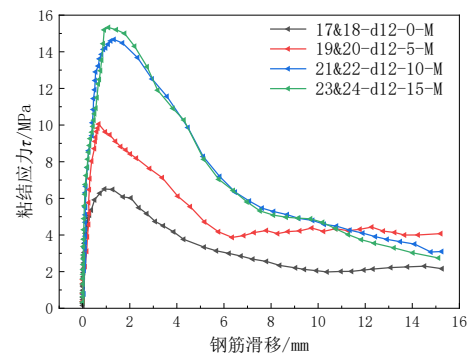
如图6(b)和(d)所示,当保护层厚度从0 mm增至5 mm时,极限黏结强度出现下降。其原因可归结为:大直径钢筋承受的拉拔力较大,产生的机械咬合力也更强。加载过程中,界面混凝土更易萌生微裂缝。当保护层厚度为0 mm时,钢筋直接接触结合面,其表面产生的径向拉应力主要由水泥基植物纤维和玻纤网承担,有效提升了钢筋的握裹力。当保护层厚度为5 mm时,界面混凝土虽存在微裂缝,但混凝土层过薄无法形成有效受压区,导致局部压碎,削弱钢筋握裹力。随着保护层厚度进一步增大,混凝土提供的约束增强,其提升黏结强度的



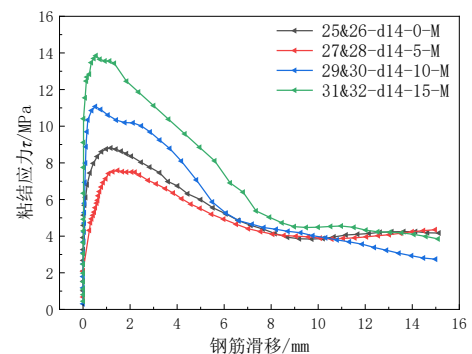
(a) -d8- -M



(b) -d10- -M



(c) -d12- -M



(d) -d14- -M

图6 保护层厚度对黏结强度的影响

Fig.6 The influence of protective layer thickness on bond strength

能力才得以充分发挥。

2.2 钢筋直径对黏结性能的影响

图7对比了钢筋直径对CBICS黏结强度的影响规律。结果表明:在黏结长度均为5d的条件下,

极限黏结强度随钢筋直径的增大呈先增后减的趋势。其中,直径为 10 mm 的钢筋与 CBICS 表现出最优的黏结性能,表明在一定范围内增大钢筋直径可提升其黏结性能。

由图 7 可知,不同混凝土保护层厚度下,黏结性

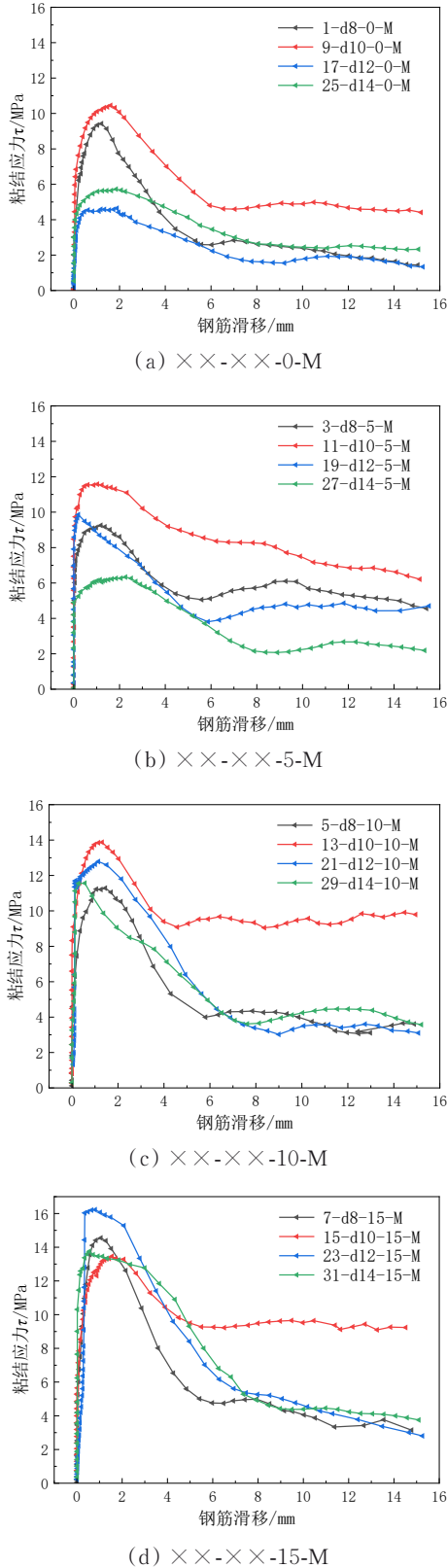


图 7 钢筋直径对黏结强度的影响

Fig.7 The influence of steel bar diameter on bond strength

能对钢筋直径变化的敏感性存在显著差异:保护层厚度为 0 mm 时,钢筋直径从 8 mm 增至 14 mm,极限黏结强度显著下降 39.3%。保护层厚度为 5 mm 时,钢筋直径从 8 mm 增至 14 mm,极限黏结强度降低 31.6%。保护层厚度为 10 mm 时,钢筋直径从 8 mm 增至 14 mm,极限黏结强度基本维持不变。该现象源于保护层厚度与钢筋直径的耦合效应:薄保护层(0 mm、5 mm)下,钢筋直径增大导致其表面混凝土的裂缝扩展速度加快,显著削弱了混凝土对钢筋的约束作用。此时,裂缝扩展的路径长度较短,玻纤网的阻裂效应难以充分补偿约束力的损失,故极限黏结强度随直径增大而明显下降。较厚保护层(10 mm)下,其延长了裂缝从钢筋前肋到达自由表面所需扩展的路径长度,这条更长的路径为玻纤网提供更多的介入机会。整个过程中,玻纤网也能够持续地发挥桥联作用和应力重分布效应。虽然大直径钢筋本身加剧了破坏倾向,但厚保护层与玻纤网的组合,通过延长裂缝扩展路径和增强阻裂机制,部分抵消了大直径钢筋的负面影响,使黏结强度保持稳定。

2.3 加载顺序对黏结性能的影响

图 8(a)对比了同一水平试件中右侧钢筋在不同加载顺序下的黏结滑移曲线。试件序号为奇数的试件,其右侧钢筋最后加载;试件序号为偶数的试件,其右侧钢筋最先加载。结果表明:两者的钢筋黏结滑移曲线形态相近,但黏结性能存在显著差异。

当中部钢筋优先加载时,右侧钢筋极限黏结强度同比降低 20%~35%。这是因为中部钢筋优先加载时,其拉拔过程在混凝土内部引发了微裂缝。这些微裂缝的发展削弱了混凝土对后续加载右侧钢筋的约束效应,导致其极限黏结强度下降。

如图 8(b)展示了中部钢筋在不同加载顺序下的极限黏结强度变化。结果显示:相比于优先加载的中部钢筋,后加载的中部钢筋极限黏结强度提高了 31%~52%。该强度增强效应随钢筋直径增大而愈发显著。其原因可能是:钢筋直径越大,其在拉拔过程中产生的微裂缝越易于向两侧混凝土扩展。这些扩展的微裂缝易形成由钢筋表面斜向贯穿至混凝土侧面的宏观裂缝。裂缝贯通后,两侧混凝土形成楔形块体,此时混凝土内部的残余压应力,导致两侧混凝土楔形块对中间混凝土有挤压的趋势,间接增大了混凝土对中间钢筋的包裹力。

实际楼板中钢筋通常同步受力,但局部区域(如裂缝附近)的应力差异可能导致黏结性能的非均匀分布。通过分步加载模拟此类极端工况,揭示

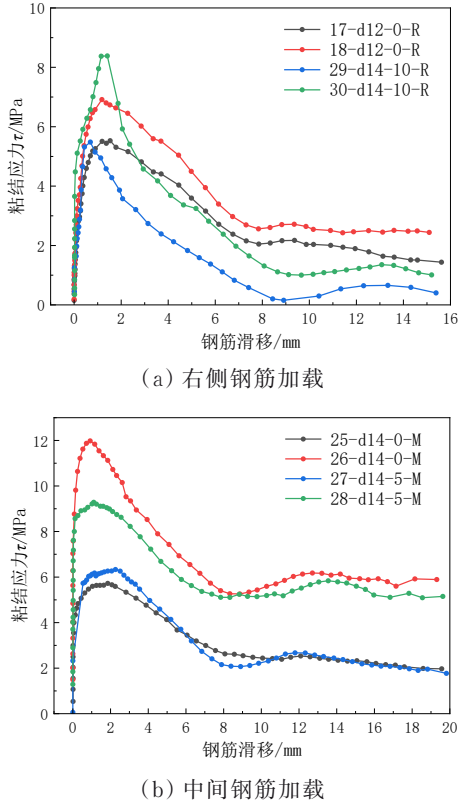


图 8 拉拔顺序对黏结强度的影响

Fig.8 Effect of drawing sequence on bond strength

了混凝土内部微裂缝扩展对相邻钢筋黏结性能的削弱效应。

3 黏结滑移本构关系模型

钢筋拉拔过程中的劈裂破坏产生的裂缝将加速混凝土碳化及钢筋腐蚀,进而威胁结构的安全性与耐久性。因此,基于拔出破坏(P)及拔出-劈裂破坏(P-S)的试验数据构建黏结滑移本构模型。

既有研究中已提出了多种黏结滑移本构模型。

Hawkins 等^[10]基于锚固长度较短的拉拔试件试验数据,提出了三折线黏结滑移本构模型(图 9(a))。该模型 3 个特征点依次表征钢筋混凝土界面内裂缝萌生、试件局部破坏发生及界面刮犁破坏形成。

Eligehausen 等^[8]通过试验建立适用于带肋钢筋的四段式黏结滑移本构(图 9(b)),其曲线包含上升段、峰值平台段、下降段及残余水平段。

Cosenza^[26]等建议在 BPE 模型基础上,移除峰值平台段,同时保留上升段和残余水平段不变,并设定下降段斜率为 $p\tau_1/s_1$ 。修正后的本构模型如图 9(c)所示,其数学表达式见式(3)。

$$\begin{cases} \tau/\tau_1 = (s/s_1)^\alpha, s \leq s_1 \\ \tau/\tau_1 = 1 - p(s/s_1 - 1), s_1 < s \leq s_2 \\ \tau = \tau_2, s > s_2 \end{cases} \quad (3)$$

式中: τ_1 、 τ_2 分别为峰值黏结强度和残余强度, MPa; s_1 为 τ_1 对应的钢筋滑移值, mm; 参数 τ_1 、 τ_2 和 s_1 由试验确定; α 为小于 1 的常数。

《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[27]中建议的混凝土与钢筋之间的黏结应力-滑移本构表达式为

$$\tau = \begin{cases} k_1 s, 0 \leq s \leq s_{cr} \\ \tau_{cr} + k_2 (s - s_{cr}), s_{cr} \leq s \leq s_u \\ \tau_u + k_3 (s - s_u), s_u \leq s \leq s_r \\ \tau_r, s_r \leq s \end{cases} \quad (4)$$

式中具体参数取值参考 GB 50010—2010。

基于钢筋与 CBICS 黏结滑移机理分析及试验曲线特征,选取上述各既有模型中与试验数据拟合优度较高者进行对比,结果表明: Cosenza^[26]等的修正 BPE 模型在除上升段外的其他阶段与试验曲线吻合良好。该模型的上升段未能准确表征钢筋加载初期的力学行为,缺乏对初始线性微滑移段的体现。因此,在分析黏结滑移机理和 $\tau-s$ 试验曲线的基础上,对修正 BPE 模型的上升段进行量化,得到精确、形式简单的钢筋与 CBICS 黏结滑移本构关系模型。

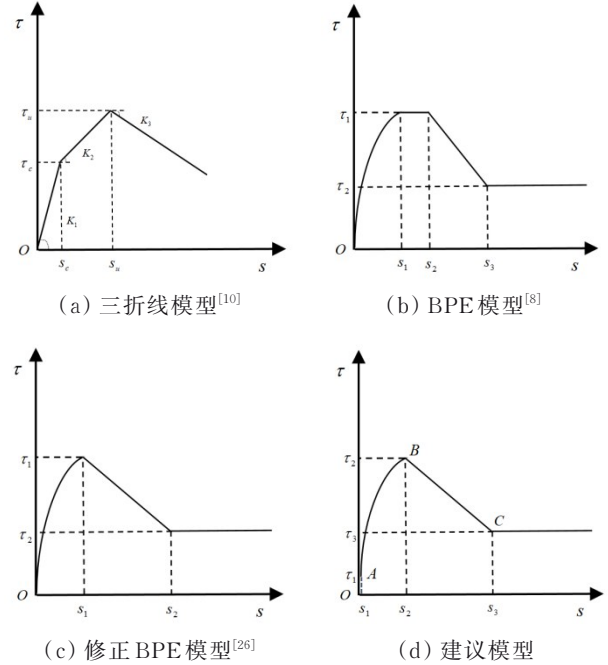


图 9 经典黏结滑移模型与本文建议模型

Fig.9 The classical bond-slip model and the proposed model in this paper

建议模型如图 9(d)所示: OA 段(微滑移段), 黏结应力 τ 随滑移 s 线性增长; AB 段(滑移段), τ 随 s 非线性增长; BC 段(下降段), τ 随 s 近似线性下降。C 点以后为残余段, $\tau-s$ 曲线近似水平直线。该模型的数学表达式见式(5)。

$$\begin{aligned}\tau &= \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right), 0 < s \leq s_1 \\ \tau &= (\tau_2 - \tau_1) \left[\frac{(s - s_1)}{(s_2 - s_1)} \right]^\alpha + \tau_1, s_1 < s \leq s_2 \\ \tau &= \tau_2 \left[1 - \beta \left(\frac{s}{s_2} - 1 \right) \right], s_2 < s \leq s_3 \\ \tau &= \tau_3, s > s_3\end{aligned}\quad (5)$$

式中: τ_1 、 τ_2 、 τ_3 分别为图中点 A、B、C 对应的黏结强度, MPa; s_1 、 s_2 、 s_3 分别为 τ_1 、 τ_2 、 τ_3 对应的钢筋滑移,

mm; α 、 β 分别由试验结果确定的参数。

4 模型验证

图 9(d) 所示本构模型中关键分界点 A、B、C 的试验数据及由试验数据拟合得到的参数 α 、 β 值如表 5 所示, 将参数拟合值 α 、 β 带入式 (5) 即可获得各试件对应的黏结滑移本构拟合曲线。为定量评估模型预测精度, 图 10 对比了部分代表性试件 (不同保护层厚度、钢筋直径及加载顺序工况) 的试验曲线与式 (5) 的拟合曲线。结果表明: 模型预测曲线

表 5 试验数据及参数拟合值

Table 5 Test data and parameter fitting values

钢筋编号	A 点试验数据		B 点试验数据		C 点试验数据		参数拟合值	
	τ_1/MPa	s_1/mm	τ_2/MPa	s_2/mm	τ_3/MPa	s_3/mm	α	β
1-d8-0-M	3.02	0.01	9.42	1.21	2.59	5.58	0.289 0	0.240
2-d8-0-M	3.07	0.01	9.56	1.21	2.63	5.58	0.288 4	0.247
5-d8-10-L	5.43	0.05	9.39	1.06	2.42	6.14	0.317 1	0.159
5-d8-10-M	5.5	0.08	11.29	1.45	3.99	5.81	0.307 8	0.202
5-d8-10-R	4.96	0.09	6.83	1.24	6.05	2.42	0.461 1	0.189
6-d8-10-L	5.03	0.08	14.54	0.81	3.55	5.55	0.331 5	0.124
6-d8-10-M	6.49	0.09	12.09	1.23	3.56	5.84	0.232 0	0.209
6-d8-10-R	4.05	0.08	8.47	0.87	2.49	5.59	0.450 6	0.138
7-d8-15-L	5.38	0.09	11.84	0.92	4.64	4.98	0.338 3	0.082
7-d8-15-M	6.02	0.07	14.55	1.06	5.01	5.42	0.403 7	0.146
7-d8-15-R	7.85	0.08	12.22	0.97	4.46	5.83	0.374 8	0.111
8-d8-15-L	4.42	0.07	12.27	1.2	5.08	6.11	0.513 6	0.101
8-d8-15-M	7.37	0.09	14.05	1.17	4.98	5.83	0.384 5	0.172
8-d8-15-R	3.72	0.07	13.25	1.62	4.6	6.21	0.489	0.214
9-d10-0-M	6.43	0.07	10.45	1.61	4.8	5.95	0.302 7	0.188
10-d10-0-M	6.67	0.08	11.81	1.46	7.2	5.67	0.344 9	0.108
17-d12-0-L	4.23	0.08	6.8	0.68	2.34	7.52	0.428 8	0.068
17-d12-0-R	1.94	0.08	5.53	1.53	2.05	7.85	0.364 7	0.164
18-d12-0-M	5.24	0.08	8.43	0.68	2.9	7.52	0.426 5	0.060
18-d12-0-R	2.43	0.08	6.91	1.19	2.69	7.32	0.457 4	0.108
19-d12-5-L	4.92	0.04	6.44	0.34	1.5	6.83	0.309 7	0.053
19-d12-5-M	9.2	0.07	9.86	0.2	4.11	5.29	0.759 2	0.027
19-d12-5-R	4.46	0.09	5.68	0.65	1.17	6.66	0.108 9	0.129
20-d12-5-L	5.9	0.04	7.79	0.34	1.8	6.83	0.339 1	0.051
20-d12-5-M	9.47	0.07	10.24	0.2	3.92	5.87	0.957 0	0.028
20-d12-5-R	5.36	0.09	6.8	0.65	1.41	6.66	0.097 8	0.121
23-d12-15-M	2.57	0.09	16.22	0.81	5.61	6.93	0.681 8	0.066
24-d12-15-M	9.65	0.09	14.55	1.7	4.48	7.31	0.283 1	0.184
25-d14-0-M	4.0	0.06	5.72	1.85	2.62	8.07	0.280 4	0.152
26-d14-0-M	8.77	0.08	11.98	0.92	5.27	8.33	0.273 3	0.073
29-d14-10-M	4.89	0.09	11.56	0.56	3.81	7.09	0.295 5	0.075
30-d14-10-M	7.18	0.08	12.25	1.58	4.98	6.29	0.291 7	0.182 3
31-d14-15-M	11.45	0.09	13.75	0.55	4.42	8.98	0.410 5	0.034 2
32-d14-15-M	11.65	0.09	13.95	0.55	4.61	8.98	0.415 4	0.033 9
20-d12-5-R	5.36	0.09	6.8	0.65	1.41	6.66	0.097 8	0.121
23-d12-15-M	2.57	0.09	16.22	0.81	5.61	6.93	0.681 8	0.066
24-d12-15-M	9.65	0.09	14.55	1.7	4.48	7.31	0.283 1	0.184

与试验曲线在各关键阶段(微滑移段、滑移段、下降段、残余段)均吻合良好。这验证了建议的黏结滑移本构模型能准确表征钢筋与CBICS界面的黏结滑移全过程,具有良好适用性。

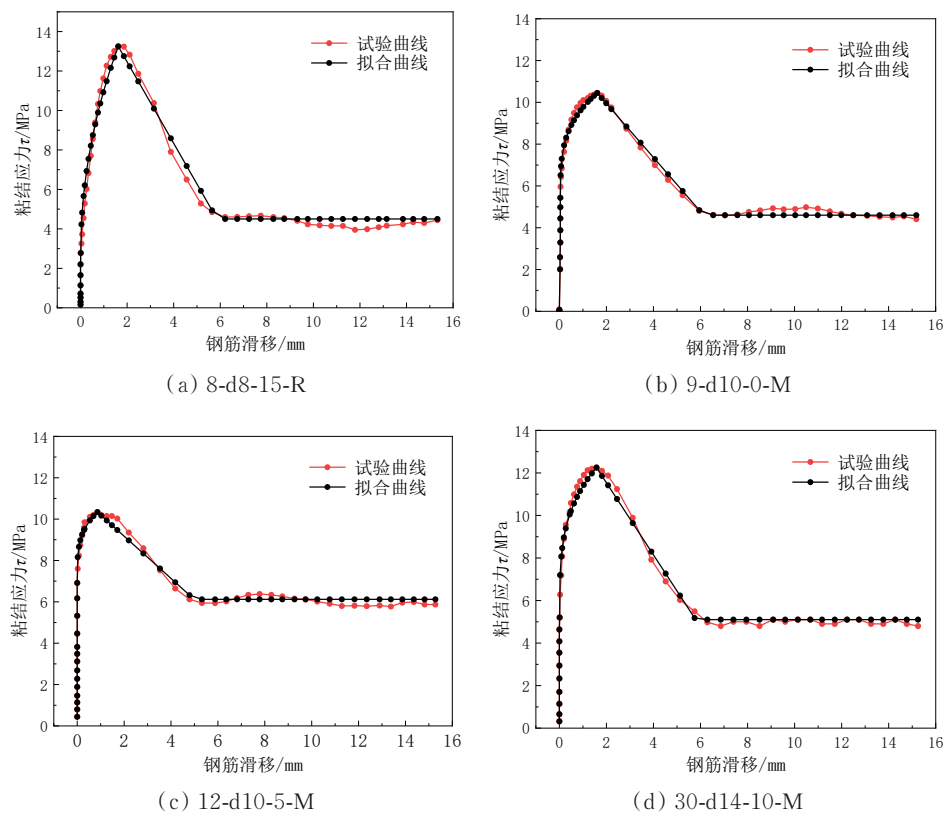


图 10 试验曲线与拟合曲线比较

Fig.10 Comparison between the test curves and the fitted curves

4.1 黏结滑移本构关系

由表 5 可知:不同的 c/d 对应的 α 、 β 参数差异较大,而同一 c/d 的黏结滑移曲线形状相似,且差异较小。因此,采用同一 c/d 对应的 α 、 β 参数平均值来考虑保护层厚度、钢筋直径对黏结滑移本构关系的影响。如表 6 所示,其中 c/d 为 0.42 时数据差异较大,可能的原因是:发生拔出-劈裂破坏时,裂缝扩展

表 6 不同的 c/d 下参数 α 、 β 取值

Table 6 Values of parameters α and β under different c/d ratios			
参数	c/d	均值	标准差
α	0	0.345 6	0.07
	0.42	0.379 2	0.273 1
	0.71	0.293 6	0.002
	1.07	0.430	0.003
	1.25	0.383 1	0.14
	1.875	0.417 3	0.06
β	0	0.140 8	0.07
	0.42	0.068	0.05
	0.71	0.128 7	0.07
	1.07	0.034	0.000 2
	1.25	0.158 9	0.05
	1.875	0.137 7	0.05

的随机性。参数 α 、 β 均值代入式 (5),得到 CBICS 与钢筋黏结滑移本构表达式。对其他 c/d 下的 α 、 β 值,通过线性插值计算。

4.2 模型比较

图 11 对比了建议模型、既有模型(三折线模型、修正 BPE 模型)与试验曲线。由于《混凝土结构设计规范》(GB/T 50010—2010)^[27]建议模型的峰值黏结应力与试验值偏差显著,故未纳入比较。同时,既有模型与建议模型均将下降段简化为线性下降,残余段简化为水平直线。因此,图 11 重点对比了各模型对 $\tau-s$ 曲线上升段模拟的精度。

由图 11 可知:三折线模型与试验数据偏差较大,模拟精度最低。在较小钢筋直径(8、10 mm)试件中,建议模型与修正 BPE 模型对曲线上升段的模拟精度相当;在较大钢筋直径(12、14 mm)试件中,建议模型的模拟精度优于修正 BPE 模型,表明建议模型在曲线上升段具有更高的精度,进一步验证了其适用性。

5 临界黏结锚固长度

目前中国尚无针对 CBICS 与钢筋之间黏结长度的相关设计规范,若在工程设计中参考普通混凝

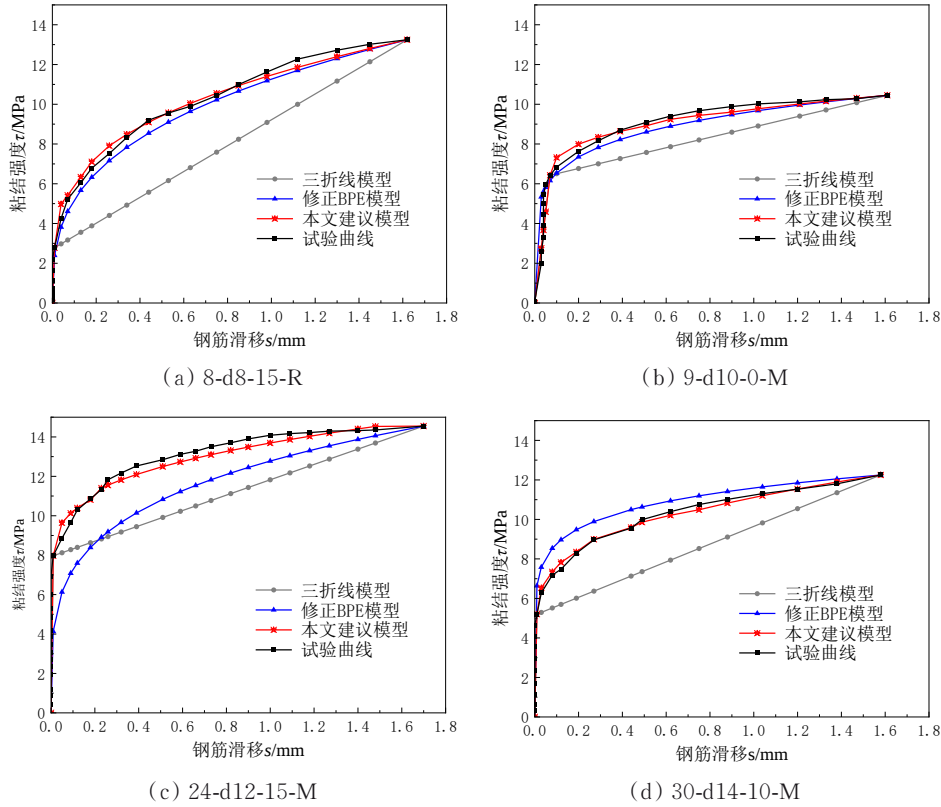


图 11 建议模型与已有模型比较

Fig.11 Compare the proposed model with existing models

土规范对CBICS与钢筋的黏结长度进行设计,则会使得设计结果相对保守,不能充分发挥CBICS优越的力学性能。因此,结合试验数据确定了不同钢筋直径下CBICS与钢筋的临界黏结锚固长度。现行《混凝土结构设计规范》(GB/T 50010—2010)^[27]中钢筋在普通混凝土中的基本锚固长度计算公式为

$$l_{ab} = \alpha \frac{f_y}{f_t} d \quad (7)$$

式中: α 为钢筋外形系数,带肋钢筋 $\alpha=0.14$; f_t 为混凝土轴心抗拉强度,MPa。

采用临界锚固长度试验值对式(7)进行评估,临界锚固长度试验值根据下列步骤确定。

钢筋屈服时的拉力

$$F_y = f_y A_s = f_y \pi d^2 / 4 \quad (8)$$

式中: f_y 取表2中实测数据; A_s 为钢筋截面面积。

假设锚固长度为临界锚固长度,则黏结力为

$$F_m = \pi d l_{cra} \tau_u \quad (9)$$

达到临界锚固时有 $F_y = F_m$,因此,可得到临界锚固长度为

$$l_{cra} = \frac{f_y d}{4 \tau_u} \quad (10)$$

式中: τ_u 为极限黏结应力,单位MPa。

保护层厚度为10 mm时,混凝土-玻纤网协同作用最为显著,故分别计算了该保护层厚度下不同钢

筋直径的临界锚固长度,见表7。由表7可知,由规范推导的临界黏结强度过于保守,而其与临界锚固长度试验值的差异主要归功于玻纤网对界面裂缝发展的有效约束。

表 7 临界锚固长度

Table 7 Critical anchorage length

直径/mm	τ_{u1} /MPa	τ_{u2} /MPa	l_{cra1} /mm	l_{cra2} /mm
8	11.67	6.03	16.9d	9.1d
10	14.72	6.03	17.3d	7.4d
12	14.67	6.03	17d	7.3d
14	11.91	6.03	16.7d	8.8d

注: τ_{u1} 、 l_{cra1} 分别是钢筋与CBICS的极限黏结强度和临界锚固长度试验值; τ_{u2} 、 l_{cra2} 分别是《混凝土结构设计规范》(GB/T 50010—2010)^[27]中建议的极限黏结强度和根据式(10)计算得到的临界锚固长度。

6 结论

通过32组梁端式拉拔试验及系统机理分析,得出以下主要结论:

1) 试件破坏模式受钢筋直径与保护层厚度共同影响。小直径钢筋与薄保护层试件主要表现为钢筋拔出破坏(P);大直径钢筋与厚保护层试件则易发生劈裂破坏(S);多数试件呈现拔出-劈裂复合破坏(P-S),且位于两侧的钢筋发生P-S破坏的概率显著高于中间钢筋。

2) 黏结性能参数受多重因素影响。初始黏结

刚度随保护层厚度增加而显著提高;极限黏结强度随钢筋直径增大呈先增后减趋势,并在直径为 10 mm 时达到最优。保护层厚度与钢筋直径的耦合效应(c/d)是影响玻璃纤维网格阻裂作用的关键;小直径钢筋因微裂缝发展受限,玻璃纤维网格增强效应较弱,黏结强度随保护层厚度增加呈单调递增;大直径钢筋易引发裂缝延伸至叠合界面,显著激活玻璃纤维网格的阻裂机制,当保护层厚度为 10 mm 时,混凝土与玻璃纤维网格的协同作用使用使得黏结强度提升最为显著。加载顺序对黏结强度具有显著影响:中间钢筋先载时,两侧钢筋极限黏结强度降低 20%~35%;而在大直径钢筋试件中,两侧先载可使中间钢筋极限黏结强度提高 31%~52%。

3) 基于试验结果建立的黏结滑移本构模型与实测曲线吻合良好,相较于既有经典模型具有更高精度,能够准确反映 CBICS 与钢筋界面的力学行为,可为 CBICS 体系的有限元模拟与工程应用提供可靠的理论模型。

4) 结合试验数据,明确了保护层厚度为 10 mm 条件下,不同直径钢筋在 CBICS 中的临界黏结锚固长度,为该类结构在实际工程中的锚固设计提供了依据。

5) 建立的黏结滑移本构关系主要针对水泥基植物纤维叠合层对混凝土中钢筋黏结滑移行为的阻裂增强作用,该本构关系可适用于此类材料的叠合梁及梁板加固领域的有限元分析。

参考文献

- [1] 郭宜杭,李黎,杨晨欣,等.植物纤维增强混凝土研究进展[J].硅酸盐通报,2022,41(10):3347-3358.
GUO Y H, LI L, YANG C X, et al. Research progress of plant fiber reinforced concrete [J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 2022, 41(10): 3347-3358. (in Chinese)
- [2] 江世永,龚宏伟,姚未来,等.ECC材料力学性能与本构关系研究进展[J].材料导报,2018,32(23):4192-4204.
JIANG S Y, GONG H W, YAO W L, et al. A survey on mechanical behavior and constitutive model of engineered cementitious composite [J]. Materials Review, 2018, 32(23): 4192-4204. (in Chinese)
- [3] 装配式混凝土结构技术规程:JGJ 1—2014[S].北京:中国建筑工业出版社,2014.
Technical specification for precast concrete structures: JGJ 1—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese)
- [4] ZENG J Q, LI P D. Bond behavior of steel bars in ECC-GFRP spirals confined concrete subjected to accelerated chloride corrosion coupled with sustained loads [J]. Engineering Structures, 2025, 335: 120385.
- [5] LEE S W, KANG S B, TAN K H, et al. Experimental and analytical investigation on bond-slip behaviour of deformed bars embedded in engineered cementitious composites [J]. Construction and Building Materials, 2016, 127: 494-503.
- [6] LV J, YAO S N, ZHAO H, et al. Bond-slip behaviours between preplaced aggregate concrete (PAC) and steel bars [J]. Construction and Building Materials, 2023, 364: 129905.
- [7] 张海燕,闫佳,吴波.地聚物混凝土与钢筋黏结性能研究[J].土木工程学报,2016,49(7):107-115.
ZHANG H Y, YAN J, WU B. Study on bond behavior between geopolymer concrete and steel bars [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(7): 107-115. (in Chinese)
- [8] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [M]. Berkeley, California: University of California, 1983.
- [9] ZHANG Y R, XU L P, FANG L C, et al. Time-dependent gas permeability of class C fly ash concrete and correlation with its microstructural parameters [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2021, 33(11): 04021308.
- [10] HAWKINS N M, LIN I J, JEANG F L. Local bond strength of concrete for cyclic reversed loadings [M]. Bond in concrete, 1982: 151-161.
- [11] LV M Y, GAO D Y, TANG J Y, et al. Local bond stress-slip constitutive model between concrete and high ductility cementitious composites with totally recycled fine aggregate [J]. Structures, 2025, 74: 108585.
- [12] ZHENG Y, KANG X, ZHANG Z Y, et al. Study on bond-slip behavior of ribbed steel bars in engineered cementitious composites concrete: Experimental analysis, constitutive model and refined finite element model [J]. Construction and Building Materials, 2025, 463: 140100.
- [13] WANG G F, WEI Y, CHEN S, et al. Bond performance between surface-modified bamboo bars and concrete under pull-out loading [J]. Journal of Building Engineering, 2023, 79: 107920.
- [14] 程东辉,范永萱,王彦松.RC类活性粉末混凝土钢筋粘结-滑移本构模型[J].吉林大学学报(工学版),2021,51(4):1317-1330.
CHENG D H, FAN Y X, WANG Y S. Bond-slip constitutive model of steel bars and reactive powder concrete under standard curing [J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2021, 51(4): 1317-1330. (in Chinese)

- [15] 徐世烺, 王洪昌. 超高韧性水泥基复合材料与钢筋粘结本构关系的试验研究[J]. 工程力学, 2008, 25(11): 53-61.
- XU S L, WANG H C. Experimental study on bond-slip between ultra high toughness cementitious composites and steel bar [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(11): 53-61. (in Chinese)
- [16] 曹万林, 林栋朝, 董宏英, 等. 钢筋-中高强度再生混凝土黏结滑移性能梁式试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(4): 129-140.
- CAO W L, LIN D Z, DONG H Y, et al. Beam-type experimental study on bond-slip properties between rebars and medium/high strength recycled concrete [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(4): 129-140. (in Chinese)
- [17] 侯利军, 郭尚, 周秉轩, 等. 超高韧性水泥基复合材料与锈蚀钢筋的梁式黏结试验研究[J]. 水利学报, 2018, 49(7): 892-900.
- HOU L J, GUO S, ZHOU B X, et al. Experimental study on bond behavior between UHTCC and corroded reinforcement using beam members [J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2018, 49(7): 892-900. (in Chinese)
- [18] SUN Y L, ZHENG Y, SUN Z Y, et al. Bond behavior between bundled composite bars and concrete using beam-end pullout tests [J]. Construction and Building Materials, 2024, 414: 134963.
- [19] GUDONIS E, KACIANAUSKAS R, GRIBNIAK V, et al. Mechanical properties of the bond between GFRP reinforcing bars and concrete [J]. Mechanics of Composite Materials, 2014, 50(4): 457-466.
- [20] 张望喜, 胡彬彬, 王冠杰, 等. FRP筋与混凝土粘结性能研究进展及本构模型改进[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2023, 45(2): 111-122.
- ZHANG W X, HU B B, WANG G J, et al. Research progress on bond behavior between FRP bars and concrete and improvement of constitutive model [J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2023, 45(2): 111-122. (in Chinese)
- [21] 王毅红, 张俊旗, 田桥罗, 等. 不同试验方法对630MPa级高强钢筋粘结-锚固影响研究[J]. 建筑结构, 2023, 53(14): 113-118.
- WANG Y H, ZHANG J Q, TIAN Q L, et al. Study on influence of different test method on bond-anchorage properties of 630MPa high-strength reinforcement [J]. Building Structure, 2023, 53(14): 113-118. (in Chinese)
- [22] ACI Committee 408. Bond and development of straight reinforcing bars in tension: ACI 408R-03 [S]. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2003:6-7.
- [23] JACQUES E, SAATCIOGLU M. High strain rate bond characteristics of reinforced concrete beam-ends [J]. International Journal of Impact Engineering, 2019, 130: 192-202.
- [24] 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019: 12-14.
- Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties: GB/T 50081—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019: 12-14. (in Chinese)
- [25] YAN F, LIN Z B, YANG M J. Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review [J]. Composites Part B: Engineering, 2016, 98: 56-69.
- [26] COSENZA E, MANFREDI G, REALFONZO R. Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete [J]. Journal of Composites for Construction, 1997, 1(2): 40-51.
- [27] 混凝土结构设计规范: GB/T50010—2010 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016. Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB /T 50010—2010 [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)

(编辑 XXX)

附录 A 拉拔试件试验结果

钢筋编号	τ_u /MPa	τ_r /MPa	s_u /mm	s_r /mm	破坏模式	钢筋编号	τ_u /MPa	τ_r /MPa	s_u /mm	s_r /mm	破坏模式
1-d8-0-L	6.67	1.43	2	6.31	P	17-d12-0-M	4.58	1.72	1.18	7.35	P
1-d8-0-M	9.42	2.59	1.21	5.58	P	17-d12-0-R	5.53	2.05	1.53	7.85	P-S
1-d8-0-R	4.96	1.23	0.99	6.5	P	18-d12-0-L	7.13	-	0.57	-	S
2-d8-0-L	6.95	-	1.3	-	PPP	18-d12-0-M	8.43	2.9	0.68	7.52	P
2-d8-0-M	9.56	2.63	1.21	5.58	P	18-d12-0-R	6.91	2.69	1.19	7.32	P-S
2-d8-0-R	5.01	-	1.89	-	PPP	19-d12-5-L	6.44	1.5	0.34	6.83	P-S
3-d8-5-L	7.57	-	0.81	-	PPP	19-d12-5-M	9.86	4.11	0.2	5.29	P
3-d8-5-M	9.26	5.06	1.18	5.59	P	19-d12-5-R	5.68	1.17	0.65	6.66	P-S
3-d8-5-R	7.52	-	1.41	-	PPP	20-d12-5-L	7.79	1.8	0.34	6.83	P-S
4-d8-5-L	8.97	-	0.9	-	PPP	20-d12-5-M	10.24	3.92	0.2	5.87	P
4-d8-5-M	11.29	-	1.07	-	PPP	20-d12-5-R	6.8	1.41	0.65	6.66	P-S
4-d8-5-R	8.33	4.46	1.57	5.47	P	21-d12-10-L	10.6	3.57	1.28	6.49	P-S
5-d8-10-L	9.39	2.42	1.06	6.14	P	21-d12-10-M	12.78	3.58	1.15	7.44	P
5-d8-10-M	11.29	3.99	1.45	5.81	P	21-d12-10-R	8.85	3.2	1.12	6.43	P-S
5-d8-10-R	6.83	6.05	1.24	2.42	P-S	22-d8-10-L	-	-	-	-	A-S
6-d8-10-L	14.54	3.55	0.81	5.55	P	22-d12-10-M	16.56	7.75	1.15	6.9	P
6-d8-10-M	12.09	3.56	1.23	5.84	P	22-d12-10-R	9.76	-	0.81	-	S
6-d8-10-R	8.47	2.49	0.87	5.59	P	23-d12-15-L	11.32	-	0.54	-	S
7-d8-15-L	11.84	4.64	0.92	4.98	P	23-d12-15-M	16.22	5.61	0.81	6.93	P
7-d8-15-M	14.55	5.01	1.06	5.42	P	23-d12-15-R	11.14	-	0.28	-	S
7-d8-15-R	12.22	4.46	0.97	5.83	P	24-d12-15-L	9.63	3.2	1.66	8.15	P-S
8-d8-15-L	12.27	5.08	1.2	6.11	P	24-d12-15-M	14.55	4.48	1.7	7.31	P
8-d8-15-M	14.05	4.98	1.17	5.83	P	24-d12-15-R	10.93	4.96	2	7.6	P-S
8-d8-15-R	13.25	4.6	1.62	6.21	P	25-d14-0-L	5.8	-	0.83	-	S
9-d10-0-L	7.34	-	1.39	-	PPP	25-d14-0-M	5.72	2.62	1.85	8.07	P
9-d10-0-M	10.45	4.8	1.61	5.95	P	25-d14-0-R	6.95	-	0.55	-	S
9-d10-0-R	3.89	2.02	1.95	5.47	P-S	26-d14-0-L	5.05	-	0.33	-	S
10-d10-0-L	9.14	5.36	2.12	5.92	P	26-d14-0-M	11.98	5.27	0.92	8.33	P
10-d10-0-M	11.81	7.2	1.46	5.67	P	26-d14-0-R	4.46	-	0.31	-	S
10-d10-0-R	6.22	-	0.33	-	S	27-d14-5-L	4.72	-	0.76	-	S
11-d10-5-L	12.62	-	0.46	-	S	27-d14-5-M	6.27	2.15	2.06	7.89	P
11-d10-5-M	11.58	8.55	1.03	5.68	P	27-d14-5-R	5.92	-	0.25	-	S
11-d10-5-R	9.45	4.8	1.25	5.79	P	28-d14-5-L	4.58	-	0.95	-	S
12-d10-5-L	6.55	-	0.39	-	S	28-d14-5-M	9.28	5.25	1.11	7.37	P
12-d10-5-R	7.72	-	1.33	-	PPP	28-d14-5-R	4.78	-	0.52	-	S
13-d10-10-L	12.09	-	0.71	-	S	29-d14-10-L	9.19	5.3	0.64	6.84	P-S
13-d10-10-M	13.87	9.2	1.31	5.05	P	29-d14-10-M	11.56	3.81	0.56	7.09	P
13-d10-10-R	9.81	-	0.76	-	S	29-d14-10-R	5.48	-	0.69	-	S
14-d10-10-L	12.24	-	0.68	-	S	30-d14-10-L	9.21	-	0.5	-	S
14-d10-10-M	15.57	10.18	0.71	5.12	P	30-d14-10-M	12.25	4.98	1.58	6.29	P
14-d10-10-R	10.96	-	0.56	-	S	30-d14-10-R	8.38	-	0.41	-	S
15-d10-15-L	6.62	4.87	1.83	5.69	P	31-d14-15-L	8.98	-	0.34	-	S
15-d10-15-M	13.46	9.27	1.55	5.5	P	31-d14-15-M	13.75	4.42	0.55	8.98	P-S
15-d10-15-R	10.55	4.87	1.05	5.79	P	31-d14-15-R	9.79	-	0.25	-	S
16-d10-15-L	11.50	-	0.67	-	S	32-d14-15-L	10.15	-	0.36	-	S
16-d10-15-M	13.36	8.3	1.28	6.08	P	32-d14-15-M	13.95	4.61	0.55	8.98	P-S
16-d10-15-R	10.11	-	0.55	-	S	32-d14-15-R	10.89	-	0.44	-	S
17-d12-0-L	6.8	2.34	0.68	7.52	P-S						

注: τ_u 、 τ_r 分别为峰值和残余黏结应力; s_u 、 s_r 分别为峰值和残余黏结应力对应的钢筋滑移值。