

屈服后钢筋黏结锚固性能试验研究

易伟建^{1,2†}, 郑明明²

(1. 湖南大学 湖南省工程结构损伤诊断重点实验室, 湖南 长沙 410082;

2. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘 要:为研究屈服后钢筋黏结锚固性能,采用钢筋表面开槽埋置电阻应变片的方法测量钢筋的应变分布,以钢筋强度等级、混凝土强度、钢筋直径、保护层厚度、配箍率、锚固长度等为变量,完成了15个梁端式黏结锚固试验。试验结果表明:钢筋屈服后,加载端相对滑移显著增加,钢筋屈服段黏结应力明显减小,最大屈服渗透深度与钢筋所受约束和钢筋直径等因素有关。基于试验结果,统计回归得到了钢筋屈服后加载端相对滑移计算公式;同时提出一种计算钢筋屈服后锚固长度的方法,能有效地计算钢筋屈服后锚固长度。

关键词:黏结强度;黏结滑移;屈服渗透;锚固长度;试验研究

中图分类号:TU375

文献标志码:A

Experimental Study on Bond Anchorage Properties of Steel Bar After Yielding

YI Weijian^{1,2†}, ZHENG Mingming²

(1. Hunan Provincial Key Lab on Damage Diagnosis for Engineering Structures, Hunan University, Changsha 410082, China;

2. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: In order to study the bond anchorage properties of steel bars after yielding, the strain distribution of steel bars was measured by the method of slotted steel bar surface and embedded resistance strain gauge. A total of 15 beam end bond anchorage tests were carried out by taking the strength grade of steel bars, the strength of concrete, the diameter of steel bars, the thickness of the protective layer, the ratio of the hoop, and the anchorage length as variables. The test results show that the relative slip of the loading end increases significantly after steel bar yield, the bond stress of the yielding section decreases significantly, and the maximum yield penetration depth is related to the constraint of the steel bar and the diameter of the steel bar. Based on the test results, the formula for calculating the relative slip of the loading end after yielding is obtained by statistical regression. At the same time, a calculation method of the anchorage length after steel bar yielding is proposed, which can effectively calculate the anchorage length after steel bar yielding.

Key words: bond strength; bond slip; yield penetration; anchorage length; experimental research

* 收稿日期:2021-03-14

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51878260), National Natural Science Foundation of China(51878260)

作者简介:易伟建(1954—),男,湖南黔阳人,湖南大学教授,博士生导师

† 通信联系人, E-mail: wji@hnu.edu.cn

钢筋的黏结锚固性能对混凝土结构承载能力有重要的影响. 目前大多数研究^[1-4]是在钢筋未屈服的试验条件下进行的, 研究的是钢筋屈服前的黏结锚固性能. 但实际工程要求被锚固的钢筋在其应力进入强化段后仍能有效发挥作用, 我国抗震规范要求钢筋的强屈比不小于 1.25, 且明确表示应防止结构构件的钢筋锚固黏结破坏先于钢筋拉断^[5].

框架结构中, 梁柱节点处钢筋屈服并向梁端和节点进行屈服渗透, 进而导致梁柱节点处钢筋滑移增大, 使梁或柱的转动变形加大^[6]. 刘力维^[7]将钢筋混凝土柱弯剪破坏中的变形分解成弯曲、剪切以及黏结滑移分量, 发现黏结滑移分量在极限变形中所占比例为 20% 左右. Syntzirma 等^[8]认为在构件的塑性铰区, 截面受压区极限压应变不仅取决于截面曲率和受压区高度, 还与钢筋滑移有关, 钢筋与混凝土的相对滑移会提高截面受压区的极限压应变. 为了考虑屈服渗透对钢筋滑移的影响, Yu 等^[9]为分析混凝土构件的大变形, 提出了一种考虑钢筋屈服后宏观钢筋应力-滑移模型. Zhao 等^[10]则针对钢筋在支座和桥梁节点上充分锚固的情况, 提出了一种钢筋应力-加载端滑移模型.

此外, 钢筋屈服还会导致钢筋与混凝土间的局部黏结应力降低. Raynor 等^[11]对受不同水平拉伸预应变的钢筋进行了单调黏结试验, 发现黏结应力峰值随预应变的增大而减小, 并将峰值黏结应力的降低解释为是由轴向拉伸钢筋直径减小引起的. Shima 等^[12]认为黏结应力不仅与滑移有关, 还与钢筋应变有关, 并采用中心拉拔的试验方式对一系列长锚试件进行研究, 建立了黏结应力-滑移-应变关系模型. Malek 等^[13]以光纤应变传感系统测量钢筋沿锚固长度应变的方法对 RC 悬臂梁进行试验, 提出了钢筋屈服前后黏结应力计算模型并给出了屈服前后平均黏结应力值. Liang 等^[14]通过试验和模型对比进一步表明在钢筋锚固长度较长时, 应该考虑屈服渗透对黏结滑移关系的影响.

目前关于屈服后钢筋的黏结锚固性能的试验研究较少, 有些试验采用中心拉拔的方式对屈服后钢筋的黏结锚固性能进行研究, 没有考虑弯矩、剪力的影响, 且试件配有足够的横向钢筋及较大的保护层厚度, 与实际受力状态不符. 为了深入研究屈服后钢筋的黏结锚固性能, 本文设计完成了 15 个梁端式黏结锚固试验, 沿钢筋锚固长度埋置电阻应变片测量钢筋应变及黏结应力分布, 研究各因素对屈服后钢筋黏结锚固性能的影响.

1 试验概述

1.1 试件设计

试验设计了 15 个梁端式黏结锚固试件, 试验主要变量为混凝土强度、钢筋强度等级、钢筋直径、相对保护层厚度、配箍率、相对锚固长度等锚固影响因素. 试验采用 40*d* (*d* 为试验钢筋直径) 作为基准锚固长度, 以保证锚固钢筋能够进入强化并拉断, 使屈服渗透完全充分发展. 试件参数如表 1 所示, 试件编号中数字依次表示钢筋直径、相对保护层厚度、箍筋间距、相对锚固长度. 例如: 20-3-10-40 表示试件钢筋直径 20 mm、保护层厚度 3*d*、箍筋间距 10 cm、锚固长度 40*d*. 表 1 中试件 16-3-8-40a 和 16-3-8-40b 分别为 HRB500 级和 HRB600 级钢筋, 其余试件为 HRB400 级钢筋. 箍筋均为直径 6 mm 的 HRB400 级钢筋. 试件 20-3-10-40a 和 20-3-10-40b 的混凝土设计强度等级分别为 C35 和 C70, 其余试件为 C45.

表 1 试件参数和主要试验结果

Tab.1 Main variables and test results

试件编号	f_{cu} /MPa	最大黏结应力/MPa	破坏形式
16-3-8-40	49.3	27.23	钢筋拉断
16-3-8-40a	47.3	22.80	钢筋拉断
16-3-8-40b	51.1	24.58	钢筋拉断
20-3-10-40a	38.0	16.54	钢筋拉断
20-3-10-40	48.3	21.24	钢筋拉断
20-3-10-40b	75.1	20.09	钢筋拉断
25-3-10-40	48.4	19.04	钢筋拉断
20-4.5-10-40	47.0	24.56	钢筋拉断
20-1.5-10-40	49.5	23.27	钢筋拉断
20-3-6-40	49.5	17.09	钢筋拉断
20-3-20-40	50.4	17.92	钢筋拉断
20-3-10-10	49.7	17.17	劈裂且拔出
20-3-10-15	47.3	19.21	劈裂且拔出
20-3-10-20	48.7	19.33	钢筋拉断
20-3-10-30	48.6	22.95	钢筋拉断

试件的截面尺寸为 300 mm×300 mm, 保护层厚度通过偏心置筋改变. 试件的受拉和受压区各布置 2 根 C16 钢筋以防止发生弯曲破坏; 试件加载端和自由端设置 PVC 管隔离混凝土, 在两端形成 10*d* 的无黏结段, 并在无黏结段加密箍筋 (C6@50), 以避免产生锥状裂缝及发生锥状拔出破坏. 试件尺寸及加载示意如图 1 所示.

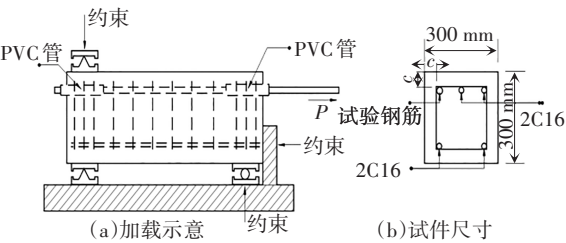


图 1 试件尺寸及加载示意
Fig.1 Specimen size and loading

为了不破坏钢筋外形而影响钢筋的黏结性能,在钢筋表面靠近纵肋的位置加工断面 3 mm×3 mm 的凹槽(图 2),在凹槽内粘贴电阻应变片,导线从钢筋自由端引出,并在凹槽内涂抹硅橡胶和环氧树脂进行绝缘和防水处理,钢筋加工制作如图 2 所示.

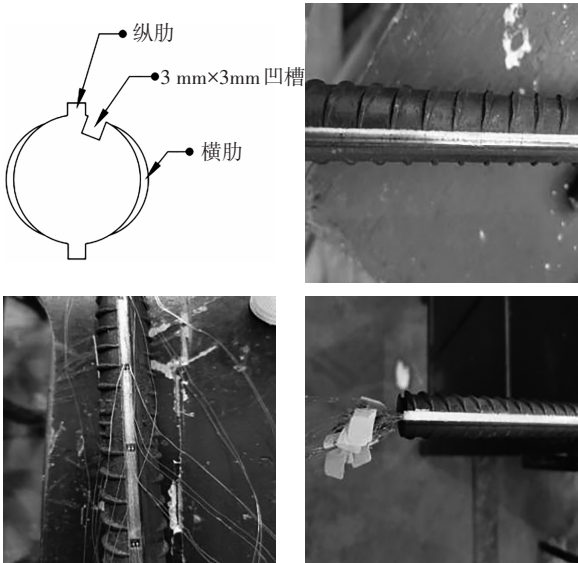


图 2 钢筋加工制作
Fig.2 Strain gauging system for steel bar

为准确测量钢筋屈服渗透深度,除试件 20-3-10-40 外,其余试件加载端前 10d 应变片加密布置,间距 2d,其余位置间距 5d. 试件 20-3-10-40 全长应变片加密布置,间距 2d. 应变片布置如图 3 所示.

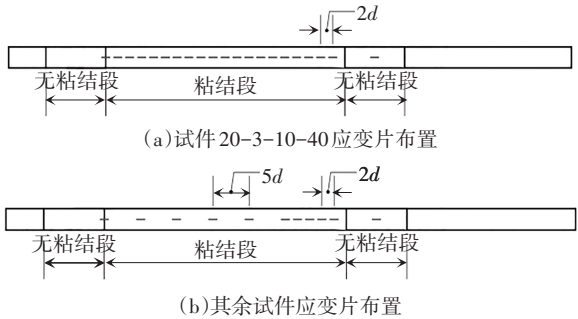


图 3 应变片布置
Fig.3 Strain gauge arrangement

1.2 试验装置与测量内容

将梁端式试件置于自制反力架上,利用液压千斤顶进行拉拔. 为了避免对钢筋黏结性能产生影响,支座和反力梁均位于无黏结段. 试验装置见图 4.

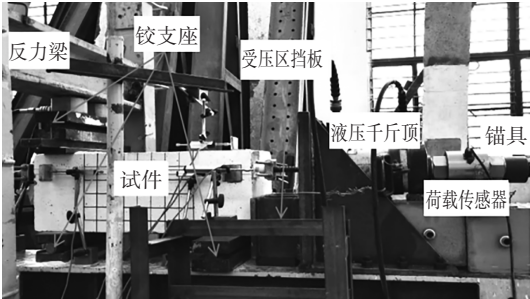


图 4 试验装置
Fig.4 Test setup

试验主要测量内容:采用荷载传感器测量试验钢筋拉拔荷载,采用钢筋应变片测量钢筋应变,采用位移计测量加载端和自由端钢筋与混凝土相对滑移.

1.3 材性试验

按照标准试验方法的要求制作试件^[15],并于试件试验的当天测得同条件养护下的立方体抗压强度 f_{cu} ,结果见表 1. 试验共使用 6 种钢筋,其力学性能试验结果如表 2 所示,各锚固钢筋应力-应变曲线如图 5 所示.

表 2 钢筋材料力学性能试验结果

Tab.2 The results of steel bar mechanical properties

钢筋强度等级	直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	强屈比
HRB400	6	414.3	609.3	1.47
HRB400	16	404.4	556.8	1.38
HRB500	16	533.2	699.1	1.31
HRB600	16	651.5	825.4	1.27
HRB400	20	432.4	613.8	1.42
HRB400	25	417.8	644.1	1.54

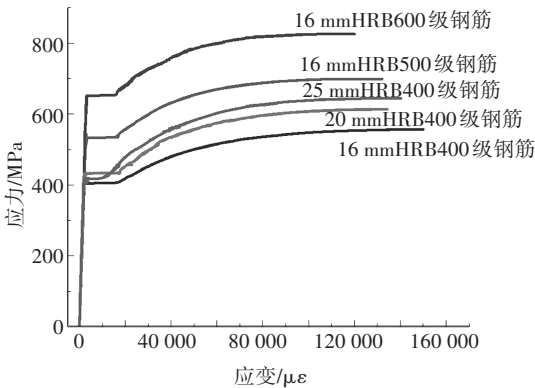
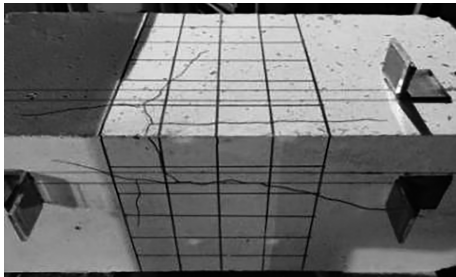


图 5 钢筋应力-应变曲线
Fig.5 Stress-strain curves of steel bar

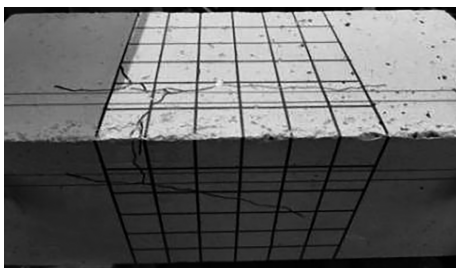
2 试验结果与分析

2.1 试验结果

试件的破坏形式共有两种,钢筋拉断破坏和劈裂且拔出破坏,各试件具体破坏形式见表1.当钢筋锚固长度较长时,试件发生钢筋拉断破坏,钢筋的断裂位置均处于钢筋加载端黏结段以外,试件表面无劈裂裂缝,自由端无相对滑移,荷载-加载端滑移曲线无下降段.当钢筋锚固长度较短时,试件发生劈裂且拔出破坏(图6).临近荷载峰值,劈裂裂缝出现在距自由端50 mm左右的位置,并迅速向两端发展.当劈裂裂缝发展至锚固段两端,钢筋锚固承载力下降,伴随着钢筋拔出,荷载-加载端滑移曲线有明显的下降段.



(a)20-3-10-10 劈裂裂缝



(b)20-3-10-15 劈裂裂缝

图6 劈裂裂缝

Fig.6 Splitting cracks

2.2 荷载-加载端滑移曲线

钢筋与混凝土相对滑移测量如图7所示, s_L 为钢

筋加载端相对滑移, s_F 为钢筋自由端相对滑移.钢筋加载端实际相对滑移值 $s_{L实}$ 为加载端测量相对滑移值 $s_{L测}$ 扣除测量点与锚固起点间(ab段)钢筋的自由伸长量 Δs_L ,即:

$$s_{L实} = s_{L测} - \Delta s_L, \Delta s_L = \varepsilon_{ab} L_{ab} \quad (1)$$

由于应变片的量程有限,无法测量钢筋屈服后的大应变,所以钢筋屈服后ab段的钢筋应变 ε_{ab} 根据试验荷载和钢筋应力-应变曲线求得.

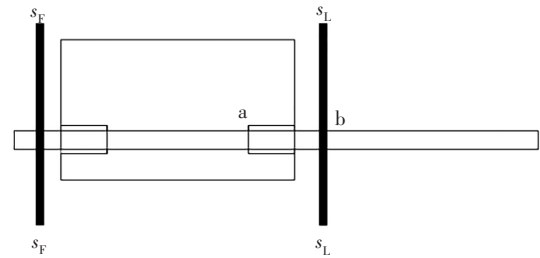
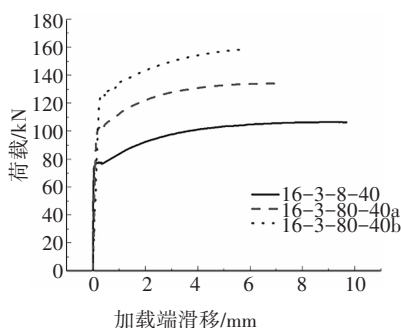


图7 相对滑移测量

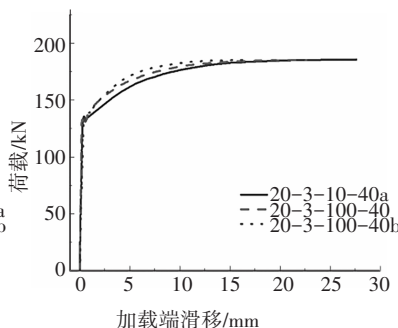
Fig.7 Relative slip measurement

所有试件的荷载-加载端滑移曲线对比如图8所示.图8中加载端滑移为钢筋与混凝土的相对滑移,且已扣除测量点与锚固起点间钢筋的自由伸长.所有试件的荷载-加载端滑移曲线均有明显的屈服平台.钢筋屈服前,随着荷载的增大,加载端滑移线性增加,黏结刚度基本不变.当钢筋进入强化段后,随着荷载的增大,加载端滑移增加的速度逐渐加快,黏结刚度逐渐减小,直至发生钢筋拉断或劈裂且拔出破坏.对比钢筋屈服前加载端滑移,钢筋屈服后加载端滑移显著增大,这应该是由屈服渗透段的钢筋塑性变形造成的.

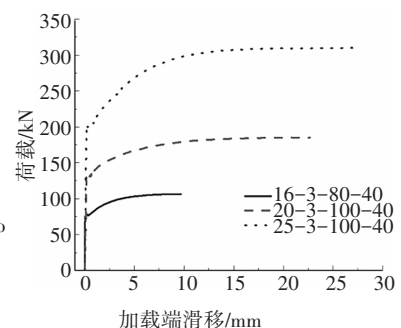
由图8可知,加载端最大滑移随钢筋强度等级、混凝土强度和保护层厚度的增加而减小,随钢筋直径和箍筋间距的增加而增大.当试件发生混凝土劈裂且拔出破坏时,加载端滑移随着相对锚固长度的增加而增大;当试件发生钢筋拉断破坏时,加载端滑移不受相对锚固长度的影响.



(a)不同钢筋等级对比



(b)不同混凝土强度对比



(c)不同钢筋直径对比

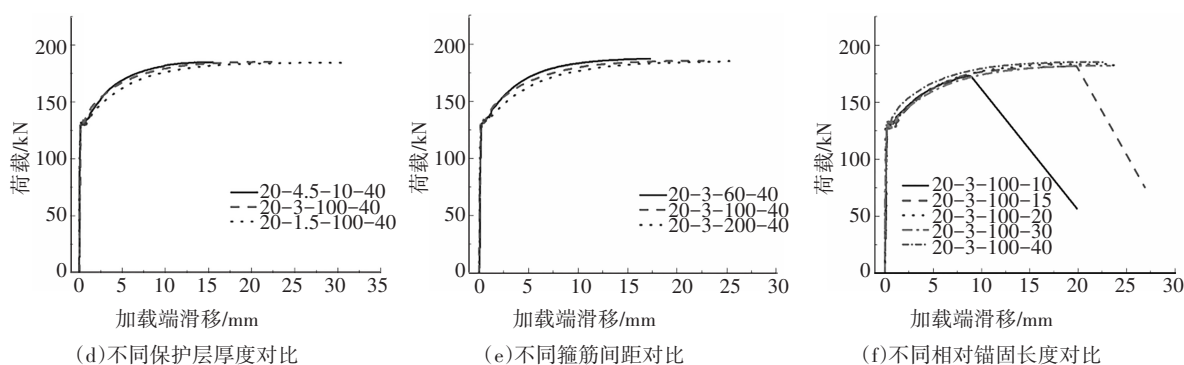


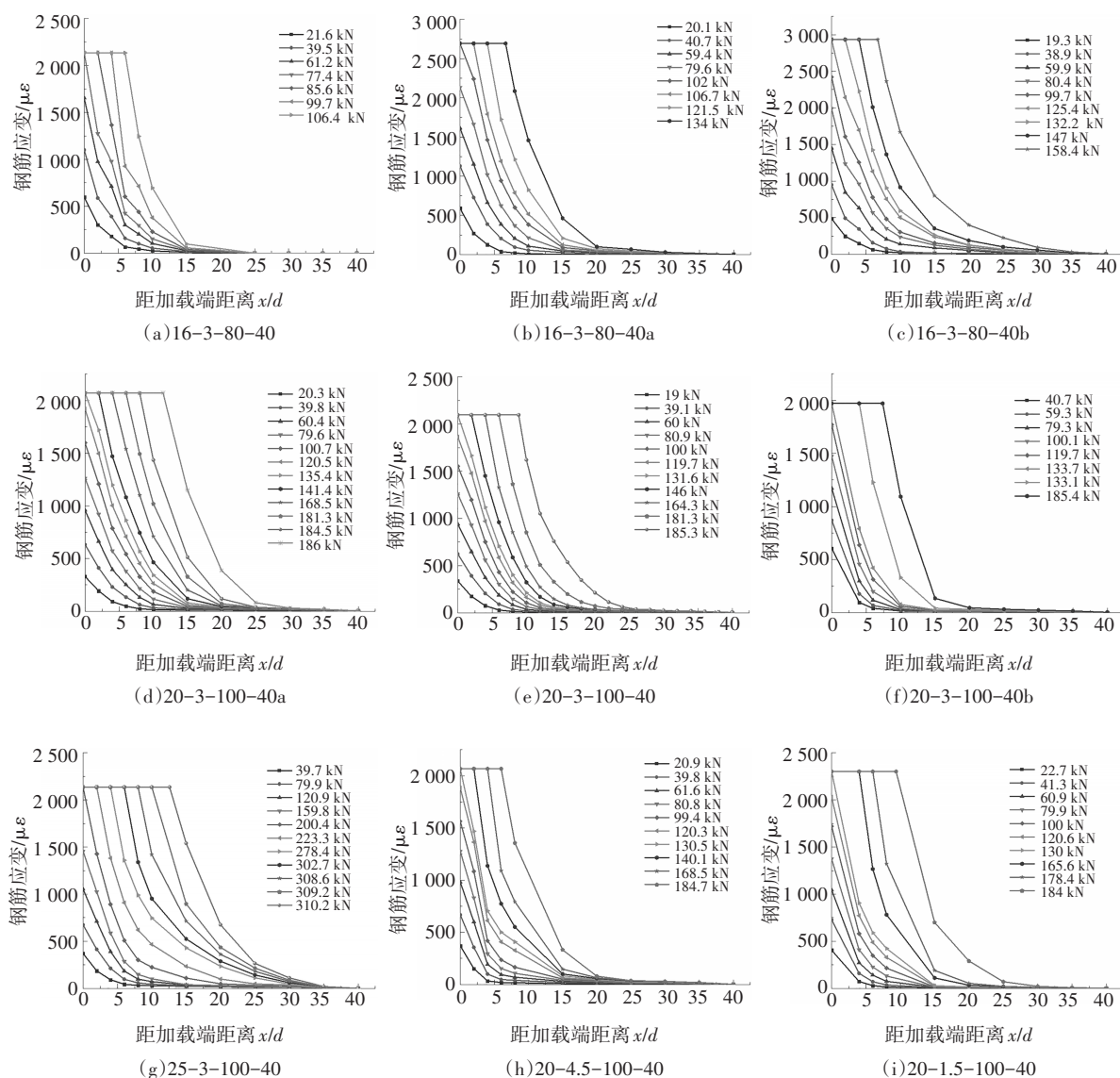
图8 荷载-加载端滑移曲线

Fig.8 Load-load end slip curve

2.3 钢筋应变分布

试验采用在钢筋表面开槽并内贴电阻应变片的方法,对各试件在锚固长度内不同位置的钢筋应变进行了测量.不同荷载作用下各试件的钢筋应变分

布曲线如图9所示.受量程所限钢筋应变片无法准确测量钢筋屈服后的大应变,所以图9中钢筋应变在超过其屈服应变后,用其屈服应变表示.



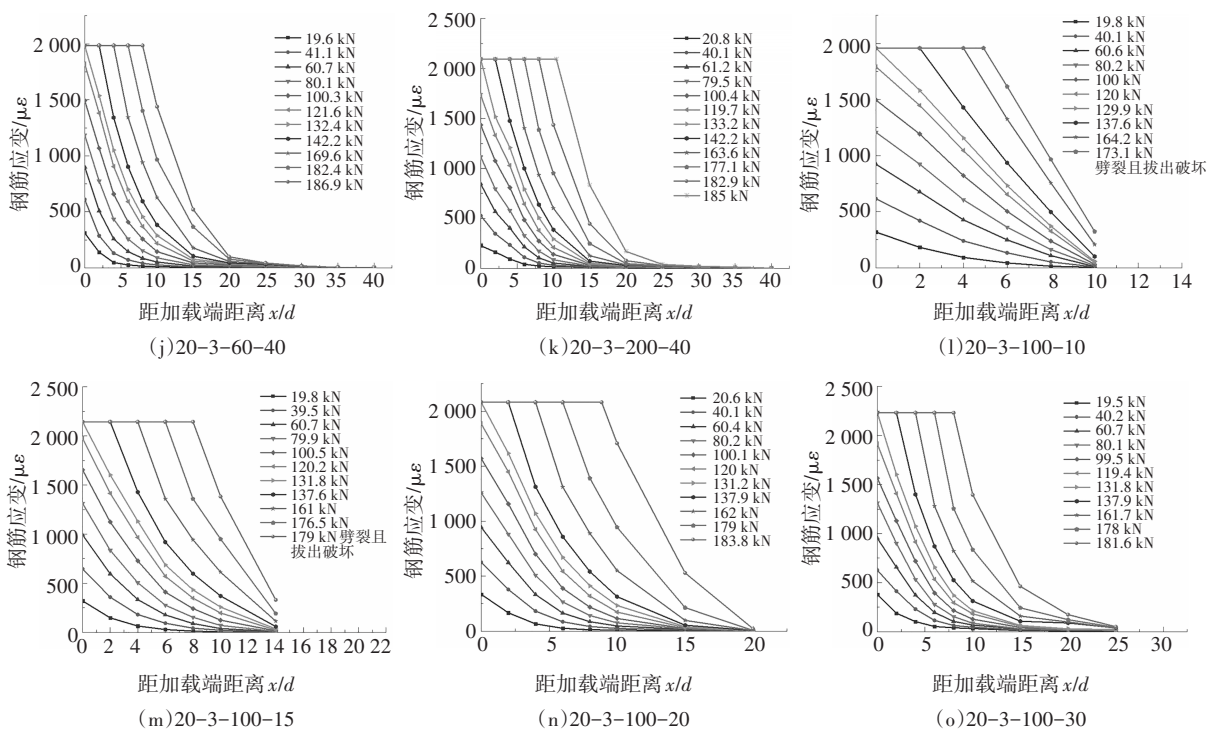


图9 钢筋应变分布

Fig.9 Steel strain distribution

由钢筋应变分布曲线可以看出,各试件钢筋应变分布规律相似.在试验荷载小于钢筋屈服荷载时,随着荷载的增加,钢筋应变逐渐增大,且不同位置处钢筋的应变是线性变化的,整根钢筋处于弹性阶段.试件从加载端到自由端,钢筋应变逐渐减小,加载端钢筋应变变化速率快,自由端钢筋应变变化速率慢.在试验荷载达到钢筋屈服荷载时,加载端处的应变片首先达到屈服应变,随着荷载的继续增加,钢筋的屈服位置从加载端开始逐渐向自由端移动,钢筋屈服段长度逐渐增加.在试件发生破坏时,锚固长度较短的试件自由端钢筋有较大应变,而锚固长度较长的试件自由端钢筋应变为零.

2.4 黏结应力分布

钢筋与混凝土的黏结作用在宏观效果上可以看作是一种剪切作用,能够使锚固钢筋的应力沿长度发生变化.目前钢筋与混凝土的黏结应力还无法直接通过测量得到,而是通过在开槽钢筋内粘贴电阻应变片的方法测量钢筋应变,根据微段脱离体的平衡来推导钢筋与混凝土之间的黏结应力.

从工程结构中截取受力钢筋及其周围的混凝土并分析.假设微段内钢筋与混凝土的黏结应力是均匀分布的,根据钢筋微段脱离体受力平衡有:

$$\tau_i = \frac{(\sigma_{i+1} - \sigma_i) A_s}{\pi d x_i} \quad (2)$$

式中: A_s 为钢筋面积; d 为钢筋截面的直径; x_i 为第*i*+1个应变片与第*i*个应变片的距离; σ_{i+1} 和 σ_i 分别为第*i*+1个测点和第*i*个测点处钢筋的应力.

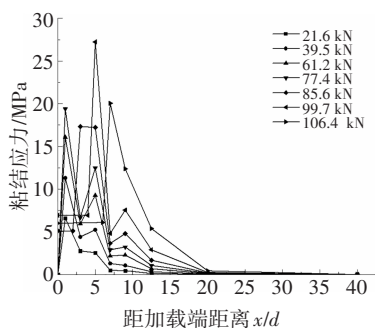
根据式(2)即可在已知钢筋两点间的距离和两点的应力的情况下,计算出两点间钢筋与混凝土的平均黏结应力,钢筋应力由钢筋各测点的钢筋应变得到.由于应变片无法准确测量钢筋屈服后的应变,所以无法计算屈服渗透段的黏结应力. Shima等^[12]曾对钢筋屈服后黏结应力分布进行了测量,结果显示屈服渗透段各测点黏结应力大小相似,可近似认为屈服段黏结应力均匀分布.所以本文屈服渗透段黏结应力取其平均黏结应力进行分析,屈服渗透段平均黏结应力可根据试验荷载、钢筋屈服荷载以及屈服渗透深度计算.应变片可以准确测量钢筋屈服时的应变,通过应变片的数据,可以知道钢筋在何处开始屈服,从而确定屈服渗透深度.

各试件在不同荷载作用下沿钢筋长度方向的黏结应力分布如图10所示.钢筋屈服前,各点黏结应力随荷载增加逐渐增大.对于锚固长度相对较长的试件,钢筋屈服前的最大黏结应力靠近加载端,高应力区域较小,黏结应力分布不均匀,各级荷载下黏结应力分布规律相似.对于锚固长度相对较短的试件,高应力区域较大,黏结应力分布较均匀.

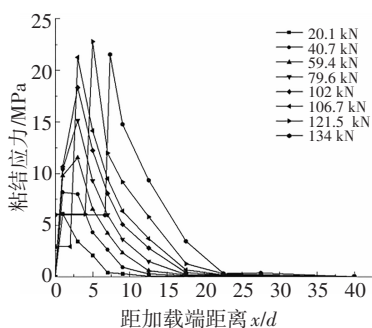
钢筋屈服后,屈服段黏结应力明显减小,出现屈

服渗透现象,屈服渗透深度随荷载的增加逐渐增大,黏结应力峰值逐渐向自由端移动。钢筋屈服后黏结应力减小主要是由钢筋塑性变形所引起。钢筋的受拉塑性变形使钢筋直径减小,钢筋与混凝土之间的相互作用减弱,从而引起黏结应力下降。屈服后钢筋黏结应力分布可分解为屈服后钢筋未屈服段的黏结应力分布与屈服后钢筋屈服渗透段的平均黏结应力两部分。当试件锚固长度足够长,自由端无滑移时,钢筋未屈服段的黏结应力分布与屈服前钢筋的黏结

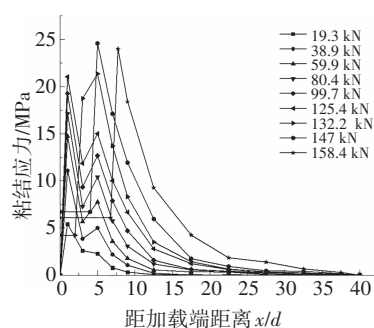
应力分布相似。短锚试件(20-3-100-10和20-3-100-15)发生劈裂且拔出破坏时,其黏结应力峰值已移动至自由端附近,且黏结应力峰值并没有明显高于钢筋拉断破坏试件的黏结应力峰值。由此可以推断,在有箍筋约束的情况下,局部拉应力不会导致混凝土劈裂破坏立刻产生,随着黏结应力峰值向自由端移动,混凝土内部裂缝不断累积,当黏结应力峰值接近自由端时,劈裂裂缝发展至混凝土表面,发生混凝土劈裂且拔出破坏。



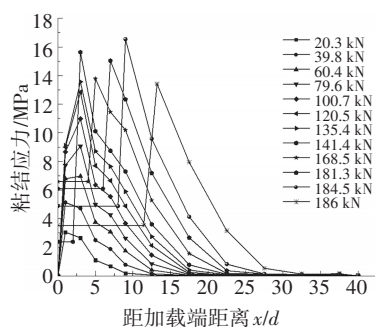
(a) 16-3-80-40



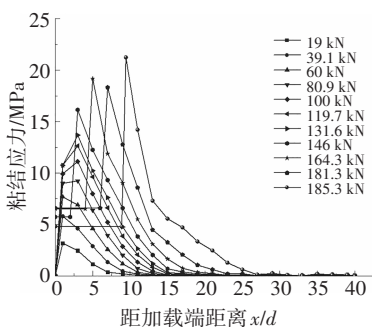
(b) 16-3-80-40a



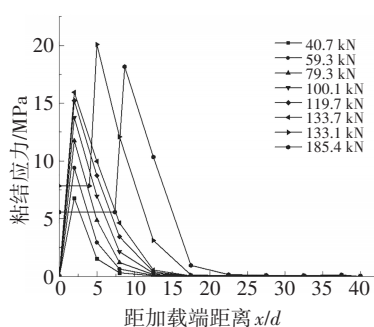
(c) 16-3-80-40b



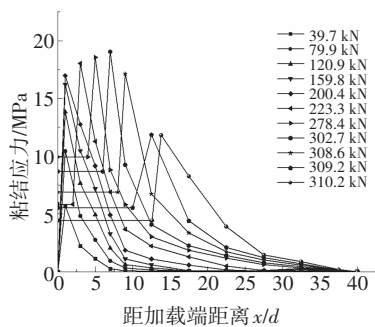
(d) 20-3-100-40a



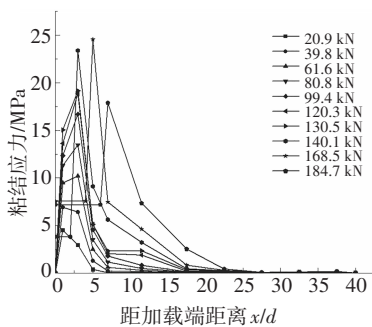
(e) 20-3-100-40



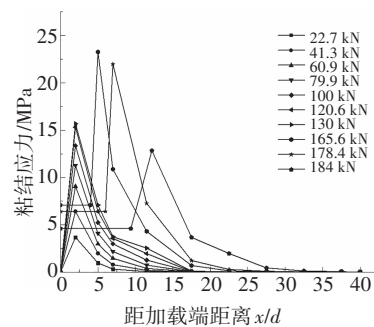
(f) 20-3-100-40b



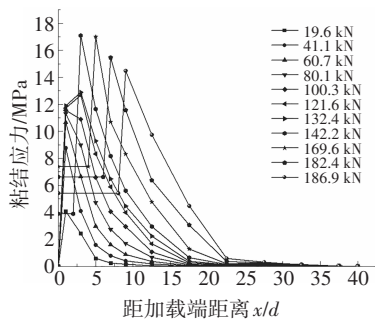
(g) 25-3-100-40



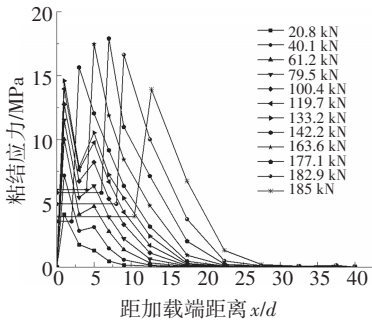
(h) 20-4.5-100-40



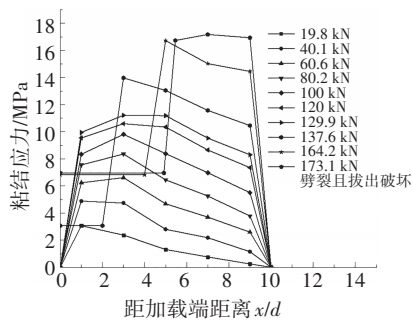
(i) 20-1.5-100-40



(j) 20-3-60-40



(k) 20-3-200-40



(l) 20-3-100-10

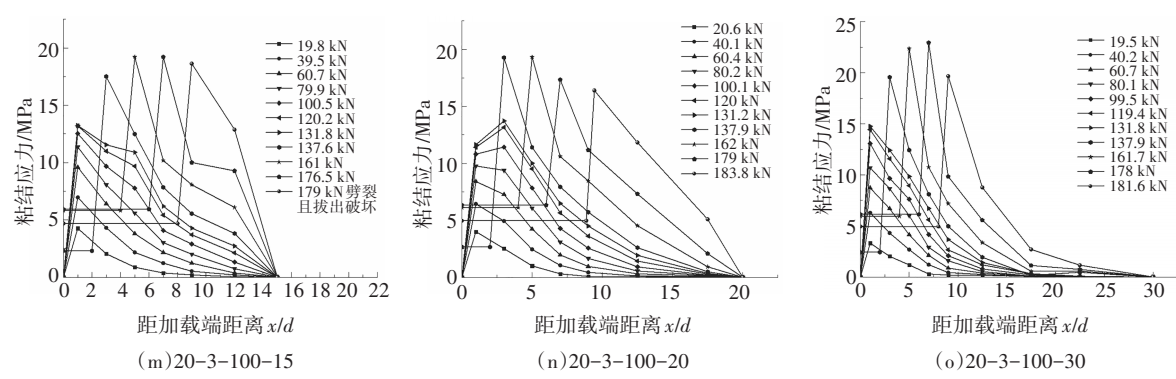


图 10 黏结应力分布

Fig.10 Bond stress distribution

图 11 为各试件屈服渗透深度与钢筋应力的关系,纵坐标为屈服渗透深度,横坐标为加载端钢筋应力与钢筋屈服强度的比值.从图 11 可以看出,随着钢筋应力的增大,屈服渗透深度增长的速度先慢后快,说明屈服段平均黏结应力随钢筋应力的增加而逐渐减小.当钢筋加载端应力与钢筋屈服强度之比小于 1.3 时,平均屈服渗透深度约为 $4d$.直径 25 mm 的钢筋强屈比较大,该试件屈服渗透的规律有所不同,由于本次试验仅一个试件,其特点需要今后进一步研究.

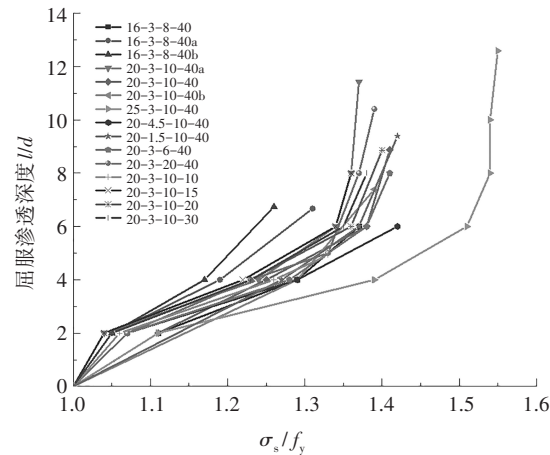


图 11 屈服渗透深度与钢筋应力关系

Fig.11 Relationship between yield penetration depth and steel bar stress

表 3 为各试件在峰值荷载下屈服渗透深度和屈服段平均黏结应力.对比各试件可知,钢筋强度等级对屈服段平均黏结应力影响不大,最大屈服渗透深度的差异主要是由钢筋强屈比不同引起的. Shima 等在试验中发现,钢筋强度越高,屈服渗透深度越小,钢筋屈服引起的黏结应力降低程度越小.这主要是由于在 Shima 等的试验中,钢筋应力仍处于强化段初

期,屈服渗透未完全发展.除钢筋的强屈比外,本文试验表明,最大屈服渗透深度随混凝土强度和保护层厚度的增加而减小,随钢筋直径和箍筋间距的增加而增大,屈服段平均黏结应力随混凝土强度和保护层厚度的增加而增大,随钢筋直径和箍筋间距的增加而减小.试件 20-3-10-10 锚固长度较短,在荷载为 173.1 kN 时发生劈裂且拔出破坏,屈服渗透未完全发展,屈服段平均黏结应力较大,最大屈服渗透深度较短.试件 20-3-10-15 在荷载为 179 kN 时发生劈裂且拔出破坏,钢筋应力已接近其极限强度,屈服渗透充分发展,最大屈服渗透深度和屈服段平均黏结应力与其他钢筋直径 20 mm、锚固长度不小于 $20d$ 的试件相似,不受锚固长度和破坏形式的影响.

表 3 峰值荷载下屈服渗透深度和屈服段平均黏结应力
Tab.3 Yield penetration depth and average bond stress at yield section under peak load

试件编号	$l_{y,max}$	$\tau_{y,min}/\text{MPa}$
16-3-8-40	$6d$	6.01
16-3-8-40a	$6.67d$	5.97
16-3-8-40b	$6.74d$	6.09
20-3-10-40a	$11.42d$	3.53
20-3-10-40	$8.88d$	4.81
20-3-10-40b	$7.39d$	5.57
25-3-10-40	$12.59d$	4.44
20-4.5-10-40	$6d$	7.19
20-1.5-10-40	$9.39d$	4.61
20-3-6-40	$8d$	5.42
20-3-20-40	$10.41d$	3.96
20-3-10-10	$4.92d$	6.99
20-3-10-15	$8d$	4.70
20-3-10-20	$8.86d$	4.72
20-3-10-30	$8d$	4.95

注: $l_{y,max}$ 和 $\tau_{y,min}$ 分别为峰值荷载下的屈服渗透深度和屈服段平均黏结应力.

混凝土强度、钢筋直径、保护层厚度、箍筋间距等因素对最大屈服渗透深度和加载端最大滑移的影响相同,说明屈服渗透深度对加载端滑移有决定性影响,也间接证明了钢筋屈服后加载段滑移显著增大是由屈服渗透段的钢筋塑性变形造成的。

3 钢筋屈服后加载端相对滑移计算

钢筋屈服后,钢筋加载端相对滑移显著增加.钢筋与混凝土的相对滑移对构件转动性能有很大影响.图12所示为钢筋屈服后加载端滑移与钢筋应力关系.可以看出,加载端滑移随着 σ_s/f_y 的增加而增大,且各试件加载端滑移随 σ_s/f_y 的变化趋势相同,当钢筋应力与其屈服强度之比为1.25时,加载端滑移平均值约为3 mm.

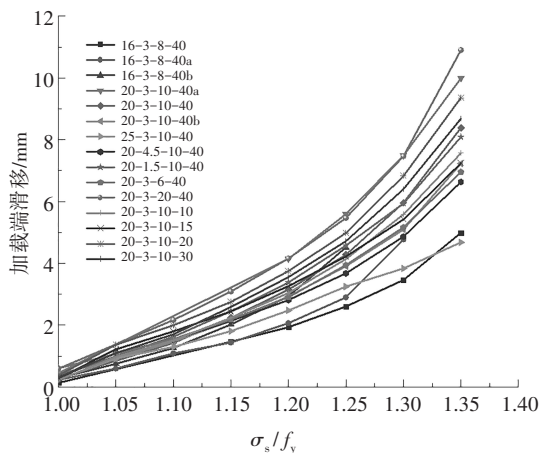


图12 钢筋屈服后加载端滑移与钢筋应力关系

Fig.12 Relationship between loading end slip and steel bar stress after yielding

基于试验数据,统计回归得到钢筋屈服后加载端相对滑移随 σ_s/f_y 变化的计算公式(未计入钢筋直径为25 mm的试件):

$$\frac{s}{d} = \frac{3.3 \times 10^{-3} f_y}{(\rho_{sv} c l d)^{0.46} f_t} \left(\frac{\sigma_s}{f_y} - 1 \right)^2 + 0.04 \quad (3)$$

式中: σ_s 为钢筋屈服后应力, $\sigma_s > f_y$; s 为钢筋屈服后加载端相对滑移; f_y 为钢筋屈服强度; d 为钢筋直径; $\rho_{sv} = A_{sv1}/cs_{sv}$ 为横向配箍百分率; c 为混凝土保护层厚度; A_{sv1} 为单肢箍筋截面面积; s_{sv} 为箍筋间距; f_t 为混凝土抗拉强度。

将本文试验数据与式(3)计算值进行比较,比较结果如图13所示.各数据点均匀分布于 $s_{test}=s_{cal}$ 两侧, s_{test}/s_{cal} 的均值为0.97,变异系数为0.26,可以较为准确地计算直径16 mm和20 mm钢筋屈服后加载端相

对滑移。

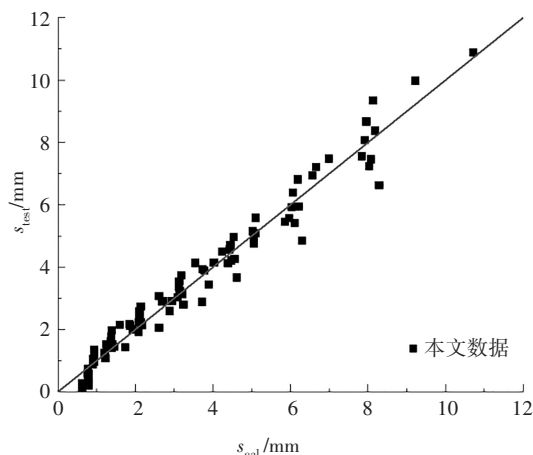


图13 计算值与试验值比较

Fig.13 Comparison between test and calculation results

4 钢筋屈服后锚固长度计算

钢筋屈服与黏结破坏同时发生时的锚固长度称为临界锚固长度,钢筋拉断与黏结破坏同时发生时的锚固长度称为极限锚固长度.目前,计算临界锚固长度的方法是通过不同锚固长度的试验获得平均黏结强度计算公式,再由临界锚固状态下的平衡条件建立方程,来计算临界锚固长度.临界锚固长度的计算公式为:

$$l_a^{cr} = \frac{f_y d}{4\tau_u} \quad (4)$$

式中: l_a^{cr} 为临界锚固长度; τ_u 为平均黏结强度; d 为钢筋直径; f_y 为钢筋屈服强度。

由于钢筋屈服后黏结性能与钢筋处于弹性阶段存在明显差异,钢筋屈服后的黏结应力分布较钢筋屈服前更加不均匀,所以不能直接用上述方法计算钢筋屈服后的锚固长度.由上文可知,当屈服渗透充分发展时,屈服渗透深度不受破坏形式的影响,且当锚固长度足够长,自由端无滑移时,屈服后钢筋未屈服段的黏结应力分布与屈服前钢筋的黏结应力分布相似.因此,钢筋屈服后锚固长度可以由屈服渗透深度与钢筋达到屈服所需锚固长度即临界锚固长度相加得到.即:

$$l_{ay} = l_a^{cr} + l_y, l_y = \frac{(\sigma_s - f_y) d}{4\tau_y} \quad (5)$$

式中: l_{ay} 为钢筋屈服后的锚固长度; l_a^{cr} 为临界锚固长度; l_y 为屈服渗透深度; σ_s 为钢筋屈服后应力, $\sigma_s > f_y$; f_y 为钢筋屈服强度; τ_y 为屈服段平均黏结应力; d 为钢筋直径。

由上文可知,屈服段平均黏结应力随钢筋应力的增加而逐渐减小,偏于安全地取屈服段平均黏结应力为极限荷载下屈服段平均黏结应力.基于本文试验数据,统计回归得到极限荷载下屈服段平均黏结应力计算公式为:

$$\tau_y = \left[0.51 \frac{c}{d} + 114 \rho_{sv} + 0.09 \left(\frac{d_0}{d} \right)^2 - 0.74 \right] f_t \quad (6)$$

式中: ρ_{sv} 为横向配箍百分率; c 为混凝土保护层厚度; d 为钢筋直径; d_0 为 20 mm; f_t 为混凝土抗拉强度.

经计算,实测的极限荷载下屈服段平均黏结应力与式(6)计算值之比的均值为 1,变异系数为 0.08,吻合较好.

我国规范中锚固长度计算公式是基于徐有邻^[1]试验拟合的平均黏结强度公式得到的.徐有邻提出的平均黏结强度表达式为:

$$\tau_u = \left(0.82 + 0.9 \frac{d}{l_a} \right) \left(1.6 + 0.7 \frac{c}{d} + 20 \rho_{sv} \right) f_t \quad (7)$$

式中: l_a 为锚固长度; τ_u 为平均黏结强度

将式(7)代入式(4),同时将式(4)中 f_y 换成 f_u ,即可得到采用临界锚固长度计算方法得到的极限锚固长度,将此结果与采用本文计算方法得到的极限锚固长度对比,对比结果如表 4 所示.本文计算方法中临界锚固长度由式(7)与式(4)计算.可以看出,两种方法计算结果之比的平均值为 1.33,本文方法计算得到的参数为 20-3-10 的试件的极限锚固长度约为

表 4 两种计算方法比较

Tab.4 Comparison of the two calculation methods

试件编号	l_1	l_2	比值
16-3-8-40	14.69d	11.93d	1.23
16-3-8-40a	18.81d	15.69d	1.20
16-3-8-40b	20.99d	17.92d	1.17
20-3-10-40a	21.14d	15.67d	1.35
20-3-10-40	18.63d	13.54d	1.38
20-3-10-40b	14.23d	10.40d	1.37
25-3-10-40	22.28d	14.48d	1.54
20-4.5-10-40	13.93d	10.58d	1.32
20-1.5-10-40	23.56d	18.12d	1.30
20-3-6-40	16.48d	13.24d	1.24
20-3-20-40	20.10d	13.36d	1.5
20-3-10-20	18.31d	13.36d	1.37
20-3-10-30	17.91d	13.20d	1.36

注: l_1 为采用本文方法得到的极限锚固长度; l_2 为采用临界锚固长度计算方法得到的极限锚固长度.

18d,在 15d 与 20d 之间,与试验结果吻合(20-3-10-15 试件发生锚固破坏,20-3-10-20 试件钢筋拉断,表明使钢筋拉断的锚固长度大约在 15d 到 20d 之间),而另一种方法计算值偏小.我国规范考虑结构安全和各种因素,钢筋实际锚固长度远大于式(7)与式(4)的计算结果.但从可靠度校准的角度看,采用本文方法能够更加准确地估计模型误差,使钢筋锚固长度计算公式更加合理.

5 结 论

本文对 15 个梁端式试件进行黏结锚固试验,沿钢筋锚固长度埋置电阻应变片测量钢筋应变及黏结应力分布,可得出以下结论:

1) 钢筋屈服后,屈服段黏结应力明显减小,屈服渗透深度随荷载的增加而逐渐增大,黏结应力峰值逐渐向自由端移动.

2) 最大屈服渗透深度随混凝土强度和保护层厚度的增加而减小,随钢筋直径和箍筋间距的增加而增大.钢筋加载端相对滑移主要由钢筋屈服渗透深度和钢筋延性决定.

3) 屈服后钢筋屈服段黏结应力明显减小,且屈服段平均黏结应力随钢筋应力的增加逐渐减小.钢筋屈服后黏结应力减小主要是由钢筋塑性变形所引起.钢筋的受拉塑性变形使钢筋直径减小,钢筋与混凝土之间的相互作用减弱,从而引起黏结应力下降.

4) 钢筋屈服后加载端相对滑移显著增大,且各试件加载端相对滑移随钢筋应力与屈服强度比值的变化趋势相同.基于本文试验数据,统计回归得到钢筋屈服后加载端相对滑移随 σ_s/f_y 变化的计算公式,可供计算构件极限变形时参考.

5) 锚固长度足够长时,钢筋未屈服段的黏结应力分布与屈服前钢筋的黏结应力分布相似.考虑钢筋强化的锚固长度可以由屈服渗透深度与临界锚固长度相加得到.其中临界锚固长度可由短锚试验得到的平均黏结强度计算,屈服渗透深度由本文统计回归的屈服段平均黏结应力公式计算.

6) 根据本文试验结果,当钢筋应力不大于 1.3 倍屈服强度时,平均屈服渗透深度约为 4d,加载端滑移约为 3 mm.应当指出,钢筋屈服后的黏结锚固问题与钢筋的强屈比有非常密切的关系.本文试验的主要系列为钢筋直径 20 mm 的试件,今后还应对不同直径、不同强屈比的钢筋进行更广泛的研究.

参考文献

- [1] 徐有邻. 变形钢筋-混凝土黏结锚固性能的试验研究[D]. 北京: 清华大学, 1990: 22-42.
XU Y L. Experimental study of anchorage properties for deformed bars in concrete[D]. Beijing: Tsinghua University, 1990: 22-42. (In Chinese)
- [2] ZUO J, DARWIN D. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete[J]. *ACI Structural Journal*, 2000, 97(4): 630-641.
- [3] ELIGEHAUSEN R, POPOV E P, BERTERO V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations[R]. Berkeley: University of California, 1983: 4-50.
- [4] 黄远, 张帆, 易伟建. 套筒约束灌浆料与钢筋黏结强度试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2020, 47(9): 69-75.
HUANG Y, ZHANG F, YI W J. Experimental study on bond strength between sleeve confined grouting and steel bars[J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2020, 47(9): 69-75. (In Chinese)
- [5] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 11-15.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 11-15. (In Chinese)
- [6] 何庆锋, 邓颖婷, 易伟建. 考虑黏结滑移RC框架结构抗倒塌性能分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2019, 46(9): 1-10.
HE Q F, DENG Y T, YI W J. Collapse-resistant performance of RC frame structure addressing bond-slip effect[J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2019, 46(9): 1-10. (In Chinese)
- [7] 刘力维. 弯剪破坏钢筋混凝土柱的抗震性能研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2018: 49-65.
LIU L W. Study on seismic behavior of RC columns in flexural-shear failure[D]. Changsha: Hunan University, 2018: 49-65. (In Chinese)
- [8] SYNTZIRMA D V, PANTAZOPOULOU S J, ASCHHEIM M. Load-history effects on deformation capacity of flexural members limited by bar buckling[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2010, 136(1): 1-11.
- [9] YU J, TAN K H. Bar stress-slip relationship in reinforced concrete joints with large inelastic bar strains[C]//The Fourth International Conference of Design and Analysis of Protective Structures. JeJu, 2012: 1-12.
- [10] ZHAO J, SRITHARAN S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures[J]. *ACI Structural Journal*, 2007, 104(2): 131-141.
- [11] RAYNOR D J, LEHMAN D E, STANTON J F. Bond-slip response of reinforcing bars grouted in ducts[J]. *ACI Structural Journal*, 2002, 99(5): 568-576.
- [12] SHIMA H, CHOU L L, OKAMURA H. Micro and macro models for bond in reinforced concrete[J]. *Journal of the Faculty of Engineering*, 1987, 39(2): 133-194.
- [13] MALEK A, SCOTT A, PAMPANIN S, *et al.* Post yield bond deterioration and damage assessment of RC beams using distributed fiber-optic strain sensing system[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2019, 145(4): 04019007.
- [14] LIANG X. An investigation of bond-slip behavior of reinforcing steel subjected to inelastic strains[D]. Ames: Iowa State University, Master of Science, 2013: 35-132.
- [15] 普通混凝土力学性能试验方法: GB/T 50081—2002[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 12-20.
Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T 50081—2002[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002: 12-20. (In Chinese)