带肋钢筋-混凝土界面黏结破坏行为细观模拟

金浏¹, 刘梦佳¹, 黄景琦², 杜修力^{1*}

1. 北京工业大学城市减灾与防灾防护教育部重点实验室, 北京 100124;

2. 北京科技大学土木与资源工程学院, 北京 100083

* E-mail: duxiuli@bjut.edu.cn

收稿日期: 2018-01-29; 接受日期: 2018-07-30; 网络版发表日期: 2019-04-04

国家重点研发计划专项(编号: 2016YFC0701100)、国家自然科学基金创新研究群体项目(编号: 51421005)和教育部创新团队项目(编号: IRT13044)资助

摘要 钢筋与混凝土之间的良好黏结是钢筋混凝土结构共同承载受力的基本前提。结合混凝土细观结构及带肋钢筋结构特征, 考虑钢筋与混凝土间摩擦阻力及机械咬合作用的影响, 建立了带肋钢筋与混凝土界面非线性黏结破坏行为研究的细观尺度分离式相互作用模型。在与已有试验结果吻合良好的基础上, 首先讨论了细观力学分析方法的优劣, 研究了钢筋-混凝土界面黏结-滑移行为与破坏机制, 分析了钢筋黏结应力的分布特征。进而基于细观数值分析方法讨论了骨料分布、保护层厚度、混凝土强度等级、钢筋直径和钢筋肋高等因素对钢筋-混凝土界面黏结破坏行为的影响规律, 得到了一些规律性认识。

关键词 带肋钢筋, 混凝土, 界面, 黏结破坏, 细观模拟

1 引言

钢筋混凝土结构中, 黏结锚固作用是带肋钢筋和混凝土之间一种复杂的相互作用, 其由胶结、摩擦和机械咬合作用组成。钢筋混凝土之间有足够锚固黏结强度来传递两者之间的应力和协调变形是发挥其良好工作性能的基础, 也是钢筋与混凝土两种不同材料共同工作的前提^[1,2]。因此, 研究钢筋与混凝土之间锚固黏结性能、黏结滑移变形的大小及规律, 对正确评定钢筋混凝土结构的抗震性能具有重要的科学与工程意义^[3]。

针对钢筋与混凝土界面之间的非线性黏结-滑移问题, 研究者开展了大量的物理试验(典型的如拉拔试

验等), 较系统地揭示了相关参数对界面黏结性能的影响, 并为界面黏结-滑移非线性本构关系模型的构建提供了基本参数^[4~8]。如: 我国《混凝土结构设计规范》^[9]建议的黏结-滑移关系便是借鉴徐有邻^[7]的试验研究成果而建立的。Wang和Liu^[10]在徐有邻^[11]关于变形钢筋二维简化几何模型的基础上, 推导获得了钢筋和混凝土界面黏结强度的定量关系式; 滕智明和王传志^[12]对其试验数据进行拟合分析, 提出了钢筋-混凝土黏结-滑移本构关系的多项式表达式。这些黏结-滑移本构模型为钢筋混凝土结构的设计与数值仿真等提供了基础。尽管如此, 已有的本构模型多假定黏结应力仅与混凝土抗拉强度有关, 相对滑移量仅与受拉钢筋直径有关, 这是一种粗糙的处理。此外, 对于钢筋-混凝土

引用格式: 金浏, 刘梦佳, 黄景琦, 等. 带肋钢筋-混凝土界面黏结破坏行为细观模拟. 中国科学: 技术科学, 2019, 49: 445–454

Jin L, Liu M J, Huang J Q, et al. Mesoscale modelling of bond failure behavior of ribbed steel bar and concrete interface (in Chinese). Sci Sin Tech, 2019, 49: 445–454, doi: 10.1360/N092018-00025

土界面黏结破坏机理的分析还远远不足. 实际上, 钢筋与混凝土之间的黏结作用机理非常复杂, 影响因素较多且各因素(如: 保护层厚度、钢筋直径及混凝土强度等)与黏结作用之间并非简单的线性关系. 已有结果高度依赖试验的细节, 因此各研究者所建立的黏结-滑移曲线相差很大. 另外, 物理试验难以直接观测钢筋与混凝土间的黏结破坏过程, 亦难以评判界面的黏结破坏机理.

近年来, 研究者开始采用有限元方法来研究钢筋与混凝土之间的非线性黏结-滑移行为. 目前表征钢筋混凝土相互作用的主要方式有: 分离式、组合式和整体式^[3]. 在材料性能分析中, 分离式模型较多, 其往往把带肋钢筋处理成杆单元, 忽略其横向抗剪力, 通过加入弹簧单元^[13~15]或cohesive单元^[16,17]来表征钢筋与混凝土之间黏结作用. Lundgren^[18]利用轴对称模型, 在钢筋与混凝土之间插入接触单元分析锈胀混凝土的锚固黏结. Berto等人^[19]利用“损伤型”方法, 在平面的混凝土与钢筋单元之间插入弹性四边形单元来模拟钢筋的锈蚀行为. Rezazadeh等人^[16]将黏结cohesive单元嵌在钢筋和混凝土中间, 通过与试验结果的反复比对, 确定黏结单元在钢筋法向上的刚度以及切向的单元破坏准则, 并应用于建立黏结-滑移关系. Michou等人^[20]将钢筋假定为一维杆单元, 在钢筋混凝土界面处插入黏结单元来确定界面的黏结刚度. Berra等人^[21]对钢筋横肋进行简化建模, 建立了轴对称接触模型, 分析了钢筋与混凝土界面黏结性能.

总体来说, 这些数值工作促进了钢筋混凝土界面黏结性能的认识, 但大多数数值模型中存在如下问题: (1) 插入的黏结单元依赖于试验实测的黏结-滑移本构关系; (2) 难以揭示钢筋肋与混凝土黏结的微-细观破坏机理; (3) 现有数值模型多为宏观尺度模型, 难以揭示混凝土内部细观非均质性对钢筋混凝土黏结破坏行为的影响. 因此, 仍需对界面黏结破坏机理进行更为深入的分析与讨论.

钢筋滑移引起的混凝土开裂裂纹的不确定性源于混凝土细观结构的非均质性^[22,23]. 为揭示钢筋与混凝土界面微-细观黏结破坏机理, 本文采用分离式有限元模型, 考虑钢筋与混凝土间摩擦阻力及机械咬合作用的影响, 从细观角度出发, 建立了带肋钢筋与混凝土黏结破坏行为模拟的细观数值分析模型. 在与试验结果吻合良好的基础上, 基于该细观数值模型研究了钢

筋与混凝土界面黏结破坏行为, 分析了混凝土骨料分布形式、保护层厚度、混凝土强度、钢筋直径及钢筋肋高等参数的影响规律.

2 试验概况

为研究钢筋与混凝土间黏结-滑移的非线性相互作用, 本文拟对Ma等人^[24]开展的钢筋混凝土拉拔试验进行了细观有限元数值研究.

Ma等人^[24]试验所用混凝土立方体块截面尺寸如图1所示, 混凝土配合比: 水为 185 kg/m^3 , 水泥为 425 kg/m^3 , 砂为 735 kg/m^3 , 石为 1487 kg/m^3 . 试验在试件浇注并养护28天后进行, 测得的单轴抗压强度为 24.81 MPa . 带肋钢筋为HRB335, 实测屈服强度和杨氏模量分别为 373.64 MPa 和 200 GPa , 钢筋直径为18, 20和22 mm. 钢筋混凝土的锚固长度为100 mm, 即 $5.56d_f$, $5d_f$ 和 $4.55d_f$ (d_f , d_f 和 d_f 分别为钢筋的3种直径), 且在钢筋埋置长度上每隔20 mm布置一个应变片.

3 钢筋混凝土二维细观数值模型

3.1 细观钢筋混凝土有限元几何模型建立

实际上, 黏结滑移造成的混凝土开裂行为具有很强的局部化效应. 因而, 为更真实、有效地揭示钢筋与混凝土界面的黏结破坏机理, 数值计算模型中需考虑混凝土细观组分的非均质性, 以及钢筋的几何特征.

对于带肋钢筋, 同文献^[25], 平面几何形式与尺寸如图2所示. 横肋高 $h=0.07d$, 肋倾角 $\alpha=45^\circ$, 肋间距 $l_r=0.6d$, 钢筋内径 $d_0=0.96d$ (d 为钢筋的名义直径).

对于混凝土, 将混凝土看作由骨料颗粒、砂浆基

图1 (网络版彩图)试件截面尺寸及钢筋位置(单位: mm)^[25]

图2 带肋钢筋几何简图

质以及两者之间的界面过渡区(interfacial transition zone, ITZ)组成的三相非均质复合材料^[26-28]。这里, 骨料颗粒假定为圆形, 体积分数为35%, 最小等效粒径为10 mm, 最大等效粒径为20 mm, 分别为46和16个。采用经典的“取-放”法^[29]将骨料颗粒投放在砂浆基质中, 并将骨料周围的薄层设定为界面过渡区(厚度为0.5 mm), 生成混凝土二维细观数值模型。将有限元网格投影到该骨料结构上, 然后根据各相组分在网格中的位置判定单元类型(如: 骨料单元、砂浆基质单元及界面单元), 并依单元类型赋予相应的材料特性。

数值计算中, 钢筋单元采用4节点双线性减缩积分单元来进行网格划分, 单元网格尺寸为2 mm, 共划分1115个实体单元。对混凝土细观组分单元采用4节点双线性减缩积分单元来进行网格划分, 单元网格尺寸为1 mm; 对同钢筋接触的混凝土区域进行网格细分, 尺寸为0.5 mm; 整个混凝土数值模型共划分31413个单元。这里需要说明的是, 界面过渡区的实际厚度约为20~50 μm ^[28,29], 但考虑到计算量的限制, 单元网格尺寸及界面相的尺寸设定为0.5 mm。最后生成如图3所示的二维细观钢筋混凝土数值模型。

钢筋-混凝土相互作用模型的边界及加载条件: 钢筋加载端侧的混凝土面为固定端; 钢筋右端为荷载加载面, 采用强制位移荷载; 其余为自由边界。

3.2 钢筋-混凝土相互作用

为模拟钢筋与混凝土之间的黏结性能, 需设定钢筋与混凝土之间相互作用关系。实际上, 带肋钢筋与混凝土之间的黏结锚固作用由胶结力、摩擦阻力和咬合力三部分组成^[6,7]。相关试验测得钢筋与混凝土之间的胶结强度在0.4~0.8 MPa之间^[25], 作用很小, 且只存在于未滑移局部区域, 故而可以忽略。

关于钢筋肋与混凝土间机械咬合作用的接触问题, 法向作用设定为“硬接触”(即为互不侵入条件: 接触面之间能够传递的接触压力大小不受限制, 当接触面的压力变为负值或者零时, 则表示两个接触面发生

图3 钢筋混凝土相互作用细观力学模型

分离); 切向作用则采用罚方法来模拟, 采用库仑摩擦, 摩擦系数设为0.3^[25]。通过定义以上钢筋混凝土相互作用关系, 来传递钢筋横肋与混凝土咬合齿挤压面上的正压力和摩擦力, 从而实现带肋钢筋同混凝土之间的黏结锚固作用。

3.3 材料本构关系及力学参数确定

钢筋材料较均匀, 这里采用理想弹塑性本构关系模型描述其力学行为。

同文献^[28,29], 假定骨料为弹性材料, 不会发生损伤, 而砂浆基质和界面过渡区采用Lee和Fenves^[30]提出的塑性损伤模型来描述其力学行为, 该本构模型的核心是假定混凝土的破坏形式是拉伸断裂和压缩破坏, 并由各向同性的损伤变量来分别表征其拉伸断裂和压碎(crushing)破坏行为。应力 σ -应变 ε 关系为

$$\sigma = (1 - D)D_0^{\text{el}} : (\varepsilon - \varepsilon^{\text{pl}}), \quad (1)$$

式中, D 表示各向同性损伤变量; D_0^{el} 表示初始无损伤的各向同性线弹性张量; ε^{pl} 表示塑性应变张量。关于该塑性损伤本构关系模型的详细说明, 详见文献^[31]。

需要说明的是, 为缓解或减轻因材料软化而导致数值计算的网格依赖性, 同文献^[22,23], 应力峰值后的软化段采用拉应力-裂纹宽度曲线(断裂能-位移)来代替应力-应变全曲线。混凝土细观组分以及钢筋材料的主要力学参数, 包括弹性模量、拉/压强度及泊松比等如表1所示, 各参数物理意义详见文献^[31]。另外, 表1还给出了混凝土材料宏观力学参数, 为下文宏观-细观数值模型的模拟对比提供数据依据。

需要说明的是, 骨料和砂浆基质的力学参数由试验中实测数据, 而对于界面过渡区的力学参数(包括材料弹性模量和强度)为反复试算所获取的值(这里假定,

表 1 混凝土细观组分及钢筋力学参数^{a)}

力学参数	骨料	砂浆基质	界面过渡区	钢筋	混凝土
抗压强度 (MPa)	—	24*	19.8 [^]	—	24.3*
抗拉强度 (MPa)	—	2.4*	2 [^]	—	2.2*
弹性模量 (GPa)	70*	28.3*	22.4 [^]	200*	32.0*
泊松比	0.2	0.2	0.2	0.3*	0.2
剪胀角 (°)	—	18	15	—	22
偏心率 (%)	—	0.1	0.1	—	0.1
应力比 f_{b0}/f_{c0}	—	1.16	1.16	—	1.16
屈服强度 (MPa)	—	—	—	373.64*	—

a) “*”数据为试验实测值, “[^]”为反复试算选值, 其他力学数据为默认值.

砂浆基质单轴抗压强度为单轴拉伸强度的10倍), 其他力学数据为默认值. 采用表1所示的界面力学参数时, 由混凝土立方体单轴拉/压数值试验得知混凝土的单轴压缩强度为24.3 MPa, 与试验实测强度24.81 MPa接近. 说明本文通过反演法得到的混凝土细观力学分析模型中各细观组分的力学参数取值是合理的. 上述力学参数将运用于下文的关于带肋钢筋-混凝土界面黏结破坏行为的数值模拟中.

4 宏-细观模拟方法对比与讨论

为研究细观尺度数值分析方法与宏观尺度(混凝土材料被看作为均匀和各向同性体, 力学参数见表1)模拟方法的差异, 本节建立了宏观数值分析模型以便于对比分析. 针对Ma等人^[24]界面性能试验, 开展了宏观及细观数值模拟.

图4给出了细观尺度下的混凝土齿部的损伤发展过程, 图中DAMAGE表示损伤指数(0代表无任何损伤, 1代表完全破坏), s 为钢筋加载端的位移. 从图4可以看出, 由于细观模型考虑了混凝土材料的非均质性和各组分材料力学性能的差异, 损伤裂缝扩展过程中避开了强度较高的骨料区域, 裂缝曲折且分散. 加载初期, 混凝土应力沿钢筋埋长上分布均匀, 钢筋横肋背面与混凝土出现脱离, 与实际的拉脱裂纹对应, 该裂纹向肋顶持续发展产生肋顶斜裂缝, 此时滑移量增加, 钢筋横肋前有挤碎混凝土形成楔形堆积, 所有的咬合齿剪断形成新的滑移摩擦面.

钢筋和混凝土之间沿钢筋锚固长度上的黏结应力 τ 为

$$\tau = \frac{A_s d\sigma_s}{\pi d dx} = \frac{d d\sigma_s}{4 dx}, \quad (2)$$

式中, $d\sigma_s$ 为在锚固长度 dx 上钢筋应力的改变值; A_s 为钢筋截面面积.

图5给出了不同荷载等级下黏结应力沿钢筋埋置长度(自由端到加载端)的分布情况(包括试验结果、细观及宏观尺度模拟结果). 从图5中可以看出, 随埋置深度增加, 黏结应力加大, 在荷载等级较大时, 黏结应力增长得更快, 至接近自由端处($x=0.8l_a$, 其中 l_a 为钢筋埋置长度, x 为距钢筋加载端的距离)达到最大, 之后到自由端急剧减小为零.

与图5(a)关于Ma等人^[24]试验结果的对比可以发现, 相比于宏观尺度模型, 考虑了钢筋与混凝土界面处的细观结构特征的细观尺度模型能更好地模拟试验结果; 另外, 宏观模拟中黏结应力在钢筋锚固中间段的分布相对过于平滑. 图6给出了钢筋拉拔试验中混凝土部分的破坏模式(以损伤因子DAMAGE来表征)和混凝土塑性变形的区域分布(PEEQ为等效塑性应变)情况. 从图6可以看出, 黏结滑移造成的混凝土开裂具有很强的局部化效应. 这主要归因于: (1) 混凝土细观结构组成的非均质性; (2) 混凝土劈裂行为是由带肋钢筋肋前局部范围内混凝土受到挤压造成的. 从图6(a)和(b)的细观和宏观模拟结果可知, 细观模型能较为真实地描述裂缝扩展路径的曲折性, 因而更合理地描述了界面区域的损伤演化过程. 总体来说, 细观数值模型模拟得到的沿钢筋埋置长度上黏结应力的分布与试验吻合更好, 验证了本文提出的细观数值模拟方法的可行性和准确性.

此外, 由于由钢筋与混凝土之间相对滑移造成的

图 4 混凝土齿部损伤破坏发展过程

图 5 钢筋黏结应力沿锚固长度的分布. (a) 试验结果^[24]; (b) 细观模拟结果; (c) 宏观模拟结果

图 6 混凝土部分开裂破坏结果. (a) 细观模拟结果; (b) 宏观模拟结果

混凝土开裂具有很强的局部化效应(主要是带肋钢筋肋前局部范围内的混凝土受到挤压而出现的劈裂破坏, 而远离界面区域的混凝土并未产生损伤破坏), 因此, 在后续模型的改进和完善中, 可采用多尺度(即宏

观与细观模型组合)分析模型来研究钢筋与混凝土界面的黏结破坏行为. 也就是, 在钢筋附近的一定区域内采用更为精细(如更合理的骨料形状、骨料分布及骨料级配等)的细观模型, 而在远离破坏区则采用宏观模型来进行计算, 进而减少计算量.

为了研究混凝土齿部的骨料分布形式对界面黏结破坏行为的影响, 选取了3种不同骨料分布的混凝土试件进行计算分析. 图7给出了3种不同骨料分布下界面破坏区域所对应的损伤破坏模式, 发现骨料分布影响具体的裂缝扩展路径. 图8给出细观模型中不同骨料分布所得到的钢筋黏结-滑移关系与宏观模拟结果及试验结果的比对, 可以看出: 3种骨料分布下曲线的上升段与试验结果吻合很好, 而宏观模拟得到的曲线上上升段较试验结果略微偏小. 另外可发现, 宏观模型及细观模型模拟得到的下降段均与试验曲线存在差异. 该差异主要归因于数值模拟结果的离散性和随机性, 包括界面处骨料的分布形式及初始缺陷等. 尽管如此, 本文细观尺度模拟结果能较好地揭示钢筋-混凝土界面黏结-破坏行为及破坏机理.

图7 骨料分布对混凝土破坏模式的影响

图8 骨料分布对界面黏结-滑移曲线的影响

5 相关因素影响分析

5.1 保护层厚度对黏结性能的影响

Ma等人^[24]试验采用混凝土保护层厚度 $c=30$ mm, 钢筋直径为18 mm, 本节扩展模拟了 $c=20$, 40和50 mm保护层厚度下的钢筋-混凝土界面破坏行为。

图9和10分别给出的是混凝土破坏模式和界面的

黏结-滑移曲线。由于钢筋拔出过程所引起混凝土塑性应变的有效影响区域均在距钢筋1.5 mm以内。保护层厚度为20 mm的混凝土在钢筋拔出过程中, 齿部周围的裂纹延伸到了保护层表面, 即混凝土发生了劈裂破坏。保护层厚度为30, 40和50 mm的混凝土外表面在钢筋拔出过程中并未出现裂纹, 钢筋沿横肋外围切断混凝土, 带着外围混凝土的碎屑直接拔出。混凝土损伤区域集中在距钢筋上下侧各 $0.8d\sim 1.0d$ 范围, 这同时也验证了图10中保护层厚度为30, 40和50 mm的混凝土对应的黏结强度没有很大提升的现象, 说明了30 mm保护层厚度是该试验条件下的钢筋与混凝土发挥完全机械咬合力的最小保护层厚度。

综上所述, 可知保护层厚度增大时, 可增强界面黏结性能; 但当保护层厚度大于 $2d$ 后, 界面的黏结性能基本不受钢筋直径影响。

5.2 混凝土强度等级对黏结性能的影响

当混凝土强度得到提高时, 其与钢筋之间的化学黏结力和机械咬合力随之增大, 但对摩阻力的影响不大, 同时延迟了钢筋混凝土相互之间黏结力的极限应力, 提高了极限黏结强度和黏结刚度。Ma等人^[24]试验中仅采用了抗压强度为24 MPa的混凝土材料, 本文扩展模拟了20, 30, 35和40 MPa混凝土抗压强度的影响规律。由图11和12展示的模拟结果可知, 钢筋的极限黏结强度和混凝土抗压强度近似成正比(相关系数 $R^2=0.96$), 该结论与文献[32]一致。从图13所示的混凝土最终破坏模式来看, 混凝土强度对破坏模式基本无

图9 保护层厚度对混凝土破坏模式的影响

图 10 保护层厚度对黏结-滑移曲线的影响

图 11 混凝土强度等级对黏结-滑移曲线的影响

图 12 极限黏结强度与混凝土抗压强度线性拟合

影响.

5.3 钢筋直径对黏结性能的影响

钢筋的肋高、肋宽及肋距与钢筋直径一一对应, 并且对混凝土的咬合力有一定的影响. 本节旨在研究钢筋直径对界面黏结性能的影响, 选取了 $d=18$ mm (肋高 $h=1.26$ mm), 20 mm ($h=1.40$ mm) 和 22 mm ($h=$

1.54 mm) 三种工况. 从图 14 的黏结应力-滑移量关系曲线可看出, 随钢筋直径的增大, 黏结强度有所提高, 但其影响不大, 同文献[11]. 从图 15 给出的界面区破坏形式来看, 钢筋直径的增大, 破坏模式基本类似.

5.4 钢筋肋高对黏结性能的影响

在保持钢筋直径 $d=18$ mm 和钢筋肋间距不变的前

图 13 混凝土强度对破坏模式的影响

图 14 钢筋直径对黏结-滑移曲线的影响

图 15 钢筋直径对混凝土破坏模式影响

提下, 本文研究了不同的钢筋肋高对黏结强度的影响, 选取的肋高分别为 $h=0.7, 1.12, 1.26, 1.40$ 和 1.75 mm. 由模拟结果图16和17可知, 随着钢筋肋高的增加, 黏结强度有少许提高, 且不同肋高对黏结滑移曲线的上升段斜率几乎没影响, 体现在曲线的上升段几乎重合. 另外, 随钢筋肋高增大, 黏结强度逐渐增大, 但增加幅度有所减缓. 另外, 可以看出钢筋-混凝土界面上的破坏区域仍然集中在钢筋肋上下 $0.8d\sim 1.0d$ 之间.

6 结论

本文从细观角度出发, 考虑了混凝土材料组成的非均质性以及钢筋-混凝土间的咬合作用, 建立了带肋钢筋混凝土黏结性能研究的细观尺度数值分析模型与方法. 在与已有试验结果吻合很好的基础上, 借助该细观力学分析方法研究了骨料分布、保护层厚度、混凝土强度、钢筋直径及钢筋肋高等参数对钢筋-混凝土界面黏结破坏行为的影响规律. 根据数值模拟结果, 可得到如下结论:

(1) 相比于宏观尺度模型, 细观尺度模型能更合理地模拟钢筋-混凝土界面黏结性能, 更真实地描述混凝土开裂破坏的局部化效应;

(2) 钢筋与混凝土之间相对滑移造成的混凝土开裂具有很强的局部化效应, 主要是带肋钢筋肋前局部范围内的混凝土受到挤压而出现的劈裂破坏;

(3) 骨料分布形式对钢筋极限黏结应力影响不大, 但对钢筋黏结滑移曲线的下降段有略微影响, 不同骨

图 16 钢筋肋高对黏结-滑移曲线的影响

料分布位置所对应的裂缝扩展路径有明显差异;

(4) 增大保护层厚度可提高界面黏结强度, 但当保护层厚度大于 $2d$ 后, 界面的黏结性能基本不受钢筋直径影响;

(5) 界面黏结强度随混凝土强度增大而线性增大;

(6) 钢筋直径增大时, 黏结强度有所增大, 但对界面破坏模式基本无影响;

(7) 在相同的钢筋内径和肋间距前提下, 随钢筋肋高增大, 黏结强度逐渐增大, 但增加幅度减缓.

需要说明的是, 本文暂采用简化的二维平面分析模型, 难以完全反映真实三维状况下钢筋-混凝土界面的黏结破坏行为. 后续研究工作中, 将采用三维宏-细观多尺度分析模型来深入研究界面的黏结性能及破坏机理.

图 17 钢筋肋高对混凝土破坏模式的影响

参考文献

- 1 Ma Y, Zhang J, Wang L, et al. Probabilistic prediction with Bayesian updating for strength degradation of RC bridge beams. *Struct Saf*, 2013, 44: 102–109
- 2 Tondolo F. Bond behaviour with reinforcement corrosion. *Constr Build Mater*, 2015, 93: 926–932
- 3 朱伯龙, 董振祥. 钢筋混凝土非线性分析. 上海: 同济大学出版社, 1985
- 4 Haskett M, Oehlers D J, Mohamed Ali M S. Local and global bond characteristics of steel reinforcing bars. *Eng Struct*, 2008, 30: 376–383
- 5 Shima H, Chou L, Okamura H. Micro and macro models for bond in reinforced concrete. *J Faculty Eng*, 1987, 39: 133–194
- 6 宋玉普, 赵国藩. 钢筋与混凝土间的黏结滑移性能研究. 大连工学院学报, 1987, 26: 93–100
- 7 徐有邻. 钢筋混凝土黏结滑移本构关系的简化模型. 工程力学, 1997, A02: 34–38
- 8 高向玲. 高性能混凝土与钢筋黏结性能的试验研究及数值模拟. 博士学位论文. 上海: 同济大学, 2003
- 9 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范(GB 50010-2002). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- 10 Wang X, Liu X. Modeling bond strength of corroded reinforcement without stirrups. *Cement Concrete Res*, 2004, 34: 1331–1339
- 11 徐有邻. 变形钢筋-混凝土黏结锚固性能的试验研究. 博士学位论文. 北京: 清华大学, 1990
- 12 滕智明, 王传志. 钢筋混凝土结构理论. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985
- 13 赵伟平, 范玉辉, 李刚. 高强混凝土与钢筋黏结-滑移的数值模拟. 兰州交通大学学报, 2010, 29: 20–24
- 14 王依群, 王福智. 钢筋与混凝土间的黏结滑移在ANSYS中的模拟. 天津大学学报, 2006, 39: 209–213
- 15 张海霞, 朱浮声, 王凤池. FRP筋与混凝土黏结滑移数值模拟. 沈阳建筑大学学报: 自然科学版, 2007, 23: 231–234
- 16 Rezazadeh M, Carvelli V, Veljkovic A. Modelling bond of GFRP rebar and concrete. *Constr Build Mater*, 2017, 153: 102–116
- 17 Dehestani M, Mousavi S S. Modified steel bar model incorporating bond-slip effects for embedded element method. *Constr Build Mater*, 2015, 81: 284–290
- 18 Lundgren K. Bond between ribbed bars and concrete. Part 2: The effect of corrosion. *Magaz Concr Res*, 2005, 57: 383–395
- 19 Berto L, Simioni P, Saeetta A. Numerical modelling of bond behaviour in RC structures affected by reinforcement corrosion. *Eng Struct*, 2008, 30: 1375–1385
- 20 Michou A, Hilaire A, Benboudjema F, et al. Reinforcement-concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modeling. *Eng Struct*, 2015, 101: 570–582
- 21 Berra M, Castellani A, Coronelli D, et al. Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: Finite-element analysis for different confinement levels. *Mag Concrete Res*, 2003, 55: 237–247
- 22 Du X, Jin L, Ma G. Meso-element equivalent method for the simulation of macro mechanical properties of concrete. *Int J Damage Mech*, 2013, 22: 617–642
- 23 Du X, Jin L, Ma G. A meso-scale analysis method for the simulation of nonlinear damage and failure behavior of reinforced concrete members. *Int J Damage Mech*, 2013, 22: 878–904
- 24 Ma Y, Guo Z, Wang L, et al. Experimental investigation of corrosion effect on bond behavior between reinforcing bar and concrete. *Construct Build Mater*, 2017, 152: 240–249
- 25 徐有邻, 沈文都, 汪洪. 钢筋砼黏结锚固性能的试验研究. 建筑结构学报, 1994, 15: 26–36
- 26 Huang Y J, Yang Z J, Chen X W, et al. Monte Carlo simulations of meso-scale dynamic compressive behavior of concrete based on X-ray computed tomography images. *Int J Impact Eng*, 2016, 97: 102–115
- 27 Yan P, Zhang J, Fang Q, et al. 3D numerical modelling of solid particles with randomness in shape considering convexity and concavity. *Powder Tech*, 2016, 301: 131–140
- 28 金浏, 杜修力. 钢筋混凝土构件细观数值模拟分析. 水利学报, 2012, 43: 1230–1236
- 29 杜修力, 韩亚强, 金浏, 等. 骨料空间分布对混凝土压缩强度及软化曲线影响统计分析. 水利学报, 2015, 46: 631–639
- 30 Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *J Eng Mech*, 1998, 124: 892–900
- 31 Du X, Jin L, Ma G. Numerical simulation of dynamic tensile-failure of concrete at meso-scale. *Int J Impact Eng*, 2014, 66: 5–17
- 32 王传志, 滕智明. 钢筋混凝土结构理论. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985

Mesoscale modelling of bond failure behavior of ribbed steel bar and concrete interface

JIN Liu¹, LIU MengJia¹, HUANG JingQi² & DU XiuLi¹

¹ *The Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;*

² *School of Civil and Environmental Engineering, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China*

The good bond between rebar and concrete is an essential prerequisite for the bearing force of reinforced concrete structures. In the simulation method, the concrete heterogeneity and rebar characteristics were taken into account. Considering frictional resistance and the mechanical interlocking between reinforcement and concrete, the paper established meso-scale separate interaction model which researches the nonlinear bonding damage behavior ribbed bar and concrete. Based on the good agreement between the simulation results and the experimental results, the advantages of the mesoscopic mechanical analysis method were discussed first, and the bond slip behavior and failure mechanism of the reinforced concrete interface were studied. Finally, the distribution characteristics of the bond stress of the bar was analyzed. Furthermore, based on the mesoscopic numerical analysis, the influences of the aggregate distribution, thickness of concrete cover, strength of concrete, steel bar diameter and height of rib on the bond failure behavior of reinforced concrete interface are discussed, and some regular knowledge is obtained.

ribbed bar, concrete, interface, bond failure, meso-scale model

doi: [10.1360/N092018-00025](https://doi.org/10.1360/N092018-00025)