论文

钢筋混凝土轴压柱长细比效应的细观数值研究

李冬, 金浏*, 杜修力, 丁子星, 兰钰昌

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

* E-mail: kinglew2007@163.com

收稿日期: 2016-03-18; 接受日期: 2016-08-15; 网络出版日期: 2016-08-30

国家自然科学基金创新研究群体项目(批准号: 51421005)资助

摘要 钢筋混凝土柱名义轴压强度的尺寸效应源于: 1) 混凝土材料本身的非均质性及其力学非线性; 2) 钢筋/混凝土相互作用的高度复杂性. 此外, 长细比效应是影响钢筋混凝土柱最终破坏模式及其承载能力的另一重要因素. 考虑混凝土材料细观结构的非均质性, 及钢筋与混凝土间的非线性黏结滑移等因素, 建立了钢筋混凝土柱轴心受压加载下力学行为研究的细观尺度力学分析模型. 首先通过反演法确定了混凝土各细观组分的力学参数; 进而对不同长细比钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的破坏行为进行了数值模拟研究. 结果表明: 低长细比柱轴压加载下主要发生压剪破坏; 而高长细比柱则发生屈曲失稳破坏, 且由于端部效应的影响, 破坏区域集中于柱的端部; 长细比值小于 9 时, 柱名义强度无明显变化, 而大于 9 时, 柱的屈曲强度迅速降低.

关键词 钢筋混凝土柱, 长细比效应, 非均质性, 钢筋/混凝土相互作用, 细观力学模型, 屈曲强度

1 引言

钢筋混凝土柱的名义强度除受到尺寸效应(size effect)的影响之外, 实际上还受到长细比效应(slenderness effect)的影响, 且均根源于两个重要因素, 即: 1) 混凝土材料本身的非均质性及其力学非线性; 2) 钢筋/混凝土相互作用的高度复杂性^[1,2]. 钢筋混凝土柱的尺寸效应通常是指名义轴压强度 σ_{Nu} 随柱横截面尺寸 D 的变化, 而长细比效应则是指名义轴压强度 σ_{Nu} 随长细比 $\lambda=L/D$ (即柱高 L 与横截面尺寸 D 的比值) 的变化.

长细比对钢筋混凝土柱的受力力学性能有着显著的影响, 长细比较大时, 容易发生失稳破坏, 通常

表现为屈曲失效, 其名义轴压强度在一定长细比范围内较为稳定, 超出某临界值后则随长细比增加而逐渐减小, 表现为屈曲强度的降低^[3]. 针对钢筋混凝土柱长细比效应问题, Bažant 等人^[4]、于峰和牛荻涛^[5]、Lim 和 Ozbakkaloglu^[6]、邹捷等人^[7]从理论上对钢筋混凝土柱的长细比效应进行了探讨; Bažant 和 Kwon^[8]、Şener 等人^[9,10]、Němeček 和 Bittnar^[11]、陈宝春和欧智菁^[12]、张光玮等人^[13]、张磊等人^[14]则对钢筋混凝土柱的长细比效应进行了试验研究. 这些研究工作均证实了长细比效应对钢筋混凝土柱最终破坏模式及其名义轴压强度存在显著影响. 另外, 我国《混凝土结构设计规范》^[15]也已将高长细比柱的失稳破坏行为纳入其中, 然而目前针对钢筋混凝土长

引用格式: 李冬, 金浏, 杜修力, 等. 钢筋混凝土轴压柱长细比效应的细观数值研究. 中国科学: 技术科学, 2016, 46: 961–969

Li D, Jin L, Du X L, et al. Mesoscopic numerical investigations on the slenderness effect of reinforced concrete column under axial compression (in Chinese). Sci Sin Tech, 2016, 46: 961–969, doi: 10.1360/N092016-00104

细比效应的试验研究仍局限在较小尺寸范围内, 规范中所采用的设计理论也是基于缩尺模型的试验结果进行的经验外推, 随着建筑结构尺寸及结构跨度的不断变大, 其适用性有待进一步验证。

随着有限元分析方法以及计算机技术的逐渐成熟, 数值模拟已逐渐成为解决试验研究受经济条件、试验能力以及诸多人为、环境等影响因素限制的有效手段之一, 如: Němeček 和 Bittnar^[11], Brocca 和 Bažant^[16]均采用微平面模型 M-4 模拟并研究了钢筋混凝土柱偏心受压加载下的破坏行为以及尺寸效应; Majewski 等人^[17]则通过有限元数值模拟的手段结合非局部理论使用宏观尺度力学分析模型对偏心受压钢筋混凝土柱的失效行为进行了分析。

目前, 从细观尺度描述混凝土材料的断裂破坏过程和宏观力学性能是各国学者研究的热点^[18]。然而针对钢筋混凝土构件受力力学行为的细观数值研究多是基于二维平面模型, 如朱万成等人^[19]、王立成等人^[20]、金浏和杜修力^[21]等学者的工作, 受到计算量的限制, 基于三维细观数值混凝土模型的研究较为少见。随着有限元数值模拟技术的不断发展与完善, 以及大型计算机能力的不断改进与提升, 使得使用三维细观数值混凝土模型研究其复杂的非线性力学行为, 以及尺寸效应、长细比效应等成为可能。

本文以钢筋混凝土柱为例, 从细观角度出发, 考虑混凝土材料非均质性, 认为混凝土是由骨料颗粒、砂浆基质以及位于骨料颗粒与砂浆基质之间的界面过渡区(ITZ)组成的三相复合材料, 并考虑钢筋与混凝土之间的非线性黏结滑移等因素, 建立了钢筋混凝土柱相互作用分析的细观尺度模型, 探讨了长细比效应对其破坏机理以及名义轴压强度的影响。

2 3D 钢筋/混凝土柱相互作用细观数值模型

在细观尺度上, 将混凝土材料简化为骨料颗粒、

砂浆基质和界面过渡区(ITZ)三部分, 建立了 1 组尺寸为 150 mm×150 mm×150 mm 混凝土立方体试件和 6 组截面尺寸均为 200 mm×200 mm 的不同长细比 λ 钢筋混凝土柱, 这里参照金浏和杜修力^[22]的工作, 假定骨料颗粒为球形, 采用二级配混凝土, 即小石等效粒径为 15 mm, 中石等效粒径为 30 mm, 且骨料体积分率均为 30%, 骨料颗粒的具体物理参数如表 1 所示。

2.1 混凝土细观模型建立及其细观组分参数确定

根据 Walraven 公式, 基于 Monte-Carlo 方法采用 Fortran 编程对骨料颗粒进行随机投放, 首先建立了尺寸为 150 mm×150 mm×150 mm 的素混凝土 3D 细观力学分析模型, 如图 1 所示。通过对立方体试件进行混凝土材料力学性能试验模拟, 反演试算出混凝土数值模型中各细观组分的力学参数。采用位移控制对数值模型进行加载, 其加载方式如图 1(a)所示, 即: 底边固定, 顶部为位移加载边界。混凝土各细观组分采用六面体八节点线性等参单元进行离散, 进而根据采用的不同网格尺寸对混凝土各细观相进行划分, 如图 1(b)和(c)所示, 分别为采用 1 mm 平均网格尺寸和 5 mm 平均网格尺寸时骨料颗粒的离散示意图。参同 Majewski 等人^[17]的工作, 砂浆基质和界面过渡区采用塑性损伤本构模型^[23]来描述其力学性能; 骨料颗粒强度较高, 这里暂假定不破坏, 设定为弹性体; 钢筋材料较均匀, 采用理想弹塑性本构模型来描述其力学行为, 纵筋使用 HRB335 级钢筋, 箍筋使用 HPB235 级钢筋。混凝土各细观组分、钢筋的力学参数及配筋率等如表 2 所示, 其中, “*”数据所示的骨料颗粒及砂浆基质的力学参数为实测数据^[24], “^”所示的界面力学参数(包括材料弹性模量和强度)为反复试算获得的选取值, 其他力学数据均为默认值, 各参数的物理意义详见文献[23]。数值模型中, 考虑到计算量问题, 采用 1 mm(图 1(b))和 5 mm(图 1(c))两种网

表 1 数值模型骨料参数

尺寸(mm)	小石(粒)	中石(粒)	1 mm 网格数量	5 mm 网格数量	长细比 λ
150×150×150	313	32	3375000	29791	—
200×200×600	2459	231	—	193600	3
200×200×900	3343	346	—	288000	4.5
200×200×1200	4457	462	—	385600	6
200×200×1800	6685	692	—	576000	9
200×200×3600	13370	1385	—	1152000	18
200×200×7200	26740	2769	—	2304000	36

图 1 素混凝土 3D 细观力学分析模型

(a) 150 mm×150 mm×150 mm; (b) 网格平均尺寸 1 mm; (c) 网格平均尺寸 5 mm; (d) 应力-应变关系曲线

表 2 混凝土细观组分及钢筋力学参数^{a)}

细观组分	骨料颗粒	砂浆基质	界面过渡区	纵筋(HRB335)	箍筋(HPB235)
抗压强度 σ_c (MPa)	—	*25.3	^20.2	—	—
抗拉强度 σ_t (MPa)	—	*2.8	^2.3	—	—
弹性模量 E (GPa)	*60	*30.8	^24.7	210	210
泊松比 ν	*0.2	*0.2	^0.2	0.3	0.3
剪胀角 $\psi(^{\circ})$	—	38	38	—	—
偏心率 $\eta(\%)$	—	0.1	0.1	—	—
应力比 f_{bo}/f_{c0}	—	1.16	1.16	—	—
K	—	0.667	0.667	—	—
屈服强度 f_y (MPa)	—	—	—	335	235
配筋率 $\rho(\%)$	—	—	—	1.5	0.65
截面面积 $A(\text{mm}^2)$	—	—	—	491	113

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

格平均尺寸计算对比, 以确定使用大网格尺寸时, 计算精度是否满足要求. 图 1(d)给出了网格划分尺寸分别为 1 和 5 mm 时素混凝土立方体试件在单轴压缩加载下的宏观应力-应变关系曲线, 从图中可以看到两者差别较小, 其峰值强度分别为 32.8 和 34 MPa, 实测混凝土立方体抗压强度为 33.2 MPa, 因此在下文计算大尺寸钢筋混凝土柱的宏观力学反应过程中均采用 5 mm 平均网格尺寸.

2.2 考虑钢筋/混凝土相互作用的钢筋混凝土柱细观模型建立

基于上述混凝土材料细观模型及其各相力学参数, 进而建立了 6 组截面尺寸相同但长细比各异的钢筋混凝土柱, 用以研究长细比效应对钢筋混凝土柱在轴压加载下的断裂破坏过程及其名义轴压强度的影响. 这里, 同样采用位移控制对数值模型进行加载, 其加载方式如图 2(a)所示. 由于钢筋/混凝土相互作

用力学行为的高度复杂性, 目前尚未得到统一的理论与力学模型. 这里为了考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移等因素对钢筋混凝土柱受力力学性能的影响, 采用我国《混凝土结构设计规范》^[15]推荐的钢筋-混凝土黏结滑移本构关系模型. 首先, 将钢筋(采用梁单元进行离散)嵌入到混凝土(采用六面体八节点线性等参单元进行离散)中; 进而, 在钢筋单元与混凝土单元之间设置非线性弹簧单元, 如图 2(b)所示, 并采用如图 2(c)所示的 τ - s 曲线作为判定钢筋与混凝土间黏结应力随滑移量变化的度量标准. 本构模型中各参数参考杜修力等人^[24]试验中的取值, 如表 3 所示. 其中, 混凝土抗拉强度特征值为 $f_t=3.2$ MPa, 纵筋直径为 $d_l=12$ mm, 箍筋直径为 $d_t=6$ mm. 这里需要说明的是, 该本构关系模型仅考虑了钢筋与混凝土材料之间的切向滑移, 即切线方向可以产生位移, 法向则认为钢筋与混凝土之间的交界面刚度无穷大, 因此不考虑其法向位移.

图2 (网络版彩图)钢筋混凝土柱 3D 细观力学分析模型

(a) 钢筋混凝土柱模型; (b) 钢筋/混凝土相互作用模型; (c) 钢筋-混凝土黏结滑移本构关系

表3 混凝土与钢筋间黏结应力-滑移曲线的参数值^{a)}

特征点	劈裂(cr)	峰值(u)	残余(r)
黏结应力 τ (MPa)	$\tau_{cr}=2.5f_t=8.0$	$\tau_u=3f_t=9.6$	$\tau_r=f_t=3.2$
纵筋相对滑移 s_l (mm)	$s_{cr,l}=0.025d_l=0.3$	$s_{u,l}=0.04d_l=0.48$	$s_{r,l}=0.55d_l=6.6$
箍筋相对滑移 s_t (mm)	$s_{cr,t}=0.025d_t=0.15$	$s_{u,t}=0.04d_t=0.24$	$s_{r,t}=0.55d_t=3.3$

a) “ f_t ”为实测混凝土抗拉强度, “ d_l ”为纵筋直径, “ d_t ”为箍筋直径.

钢筋混凝土柱 3D 细观力学分析模型建立后, 将其导入商业软件 ABAQUS, 进而基于 ABAQUS 非线性数值计算方法来求解钢筋混凝土柱的宏观力学行为.

3 不同长细比钢筋混凝土柱受压破坏模拟

为了探讨长细比效应对钢筋混凝土柱受压破坏行为及其名义轴压强度的影响, 首先分别探讨了典型低长细比($\lambda=3$)和高长细比($\lambda=9$)钢筋混凝土柱在轴心受压加载作用下的破坏过程, 进而对比分析了长细比分别为 3, 4.5, 6, 9, 18 和 36 的钢筋混凝土柱的最终破坏模式, 并通过其宏观应力-应变关系曲线讨论了长细比效应对其名义轴压强度的影响.

3.1 低长细比钢筋混凝土柱轴心受压破坏过程分析

图 3 给出了尺寸为 200 mm×200 mm×600 mm 的钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的断裂破坏过程的损伤云图, 这里, 使用损伤因子 d 来表征其损伤破坏程度, 当 d 值为 0 时材料单元没有损伤, 试件完好,

当 d 值为 1 时材料单元完全破坏, 这里认为损伤因子 d 达到 0.99 时, 并且钢筋混凝土柱宏观应力-应变曲线产生较多下降段时, 试件已严重破坏. 图 3(a)为钢筋混凝土柱在轴心受压加载下(轴向强制位移 u)的宏观断裂破坏过程, 从图中可以看到, 损伤首先发生在钢筋与混凝土的交界面上, 表现为混凝土保护层的脱落, 随着荷载继续增大, 柱中位置混凝土开裂, 宏观裂缝出现前分布于整个柱高方向的弹性应变逐渐集中于裂缝开裂处, 发生应变局域化行为, 最终在钢筋混凝土柱中位置形成一条带状斜剪切裂缝, 发生压剪破坏. 图 3(b)给出了钢筋混凝土柱试件内部的细观损伤分布云图, 从图中可以看到, 损伤裂缝在细观层次上主要发生于力学性能相对薄弱的界面过渡区中, 并且在试件内部受到材料非均质性的影响, 损伤分布较为分散. 图 3(c)为试件内部钢筋的变形特征, 从图中可以看到, 长细比较小时, 钢筋混凝土柱全截面受压, 纵筋承受压应力, 箍筋则承受拉应力, 外荷载作用下, 所有纵筋均发生屈曲行为, 宏观裂缝开裂位置的箍筋受到核心混凝土开裂膨胀影响则发生了明显的拉伸变形.

3.2 高长细比钢筋混凝土柱轴心受压破坏过程分析

图4给出了尺寸为200 mm×200 mm×1800 mm的

钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的断裂破坏过程的损伤云图. 图4(a)为钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的宏观断裂破坏过程, 从图中可以看到, 与低长细比

图3 200 mm×200 mm×600 mm 钢筋混凝土柱轴心受压破坏过程

(a) 宏观断裂破坏过程; (b) 内部损伤分布; (c) 钢筋变形特征

图4 尺寸为200 mm×200 mm×1800 mm 钢筋混凝土柱轴心受压破坏过程

(a) 宏观断裂破坏过程; (b) 内部损伤分布; (c) 钢筋变形特征

钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的断裂破坏过程相同的是, 损伤亦首先发生在钢筋与混凝土的交界面上, 表现为混凝土保护层的脱落, 不同的是随着荷载继续增大, 高长细比钢筋混凝土柱并未在柱中位置开裂, 而是由于受到混凝土材料内部非均质性的影响, 在相对薄弱的区域产生弯曲变形, 从图中可以清楚地看到其最终破坏是由于在柱端部发生了屈曲失效导致的, 此外, 端部效应(end effect)也是引起该现象的原因之一^[8]. 图 4(b)给出了钢筋混凝土柱试件内部的细观损伤分布云图, 从图中可以看到, 钢筋混凝土柱试件内部的细观损伤也表明, 高长细比钢筋混凝土柱在轴心受压加载作用下发生了明显的屈曲破坏. 图 4(c)为试件内部钢筋的变形特征, 从图中可以看到, 长细比较大时, 钢筋混凝土柱容易发生屈曲变形, 因而在产生较大变形时并非全截面受压, 一部分纵筋承受压应力发生屈曲变形, 另一部分纵筋则承受拉应力, 宏观裂缝开裂位置的箍筋受到核心混凝土开裂膨胀影响则发生了明显的拉伸变形而承受拉应力.

3.3 长细比效应对钢筋混凝土柱破坏模式影响分析

图 5(a)~(f)给出了 6 组截面尺寸均为 200 mm×200 mm 的不同长细比钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的最终破坏模式对比, 从图中可以看到, 随着长细比的增大, 钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的最终破坏模式发生了明显的变化, 长细比较小时, 如图 5(a)~(c)所示, 钢筋混凝土柱发生压剪破坏, 由一条带状的斜剪切裂缝引起其最终断裂, 长细比较大时, 如图 5(d)~(f)所示, 钢筋混凝土柱发生屈曲失稳破坏. 图 5(g)给出了 Bažant 和 Kwon^[8]试验得到的 3 组截面尺寸为别为 12.7 mm×12.7 mm, 25.4 mm×25.4 mm, 50.8 mm×50.8 mm, 长细比分别为 $\lambda=5.76$, $\lambda=10.74$, $\lambda=15.75$ 的钢筋混凝土柱在轴心受压加载作用下的最终破坏模式图, 从图 5(g)中可以清楚地看到, 本文数值模拟得到的大尺寸(截面尺寸为 200 mm×200 mm)钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的最终破坏模式与试验得到的结果基本一致.

3.4 长细比效应对钢筋混凝土柱轴压强度影响分析

图 5(h)~(i)给出了截面尺寸均为 200 mm×200 mm

的不同长细比钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的宏观应力-应变曲线及其名义轴压强度随长细比的变化关系. 从图 5(h)中可以看到, 不同长细比钢筋混凝土柱宏观应力-应变曲线的初始弹性模量基本相同, 这是由于其在细观组成上骨料级配相同, 并且骨料颗粒的体积分数也相同, 在加载初期, 混凝土材料内部损伤发展较为缓慢, 并且钢筋与混凝土之间的黏结也较为完好; 随着荷载继续增大, 混凝土开裂, 并且试件内部产生钢筋/混凝土黏结滑移行为, 因而其宏观应力-应变曲线逐渐脱离线性, 刚度逐渐降低; 长细比较小的钢筋混凝土柱发生压剪破坏, 因此其名义轴压强度主要是由混凝土抗剪承载力提供的, 而长细比较大的钢筋混凝土柱则发生屈曲失稳破坏, 因此其名义轴压强度主要是由混凝土抗弯(拉)承载力提供的, 故从图中可以清楚地看到, 长细比较大的钢筋混凝土柱的宏观应力-应变曲线更快达到峰值并且软化速率更快.

图 5(i)给出了钢筋混凝土柱名义轴压强度随长细比的变化关系, 可以看到, 与名义强度的尺寸效应行为类似, 长细比效应同样能够引起其名义强度随长细比增加而逐渐降低的现象. 长细比小于 9 时, 钢筋混凝土柱的名义强度无明显变化, 长细比大于 9 时, 钢筋混凝土柱的屈曲强度迅速降低. 值得说明的是, 尺寸效应主要是由于随截面尺寸的增加混凝土材料在断裂过程中释放的能量不同导致的, 长细比效应则主要是由于随长细比增加钢筋混凝土柱断裂破坏模式的转化而导致的.

4 总结

本文考虑混凝土材料细观结构非均质性的影响, 以及钢筋与混凝土之间的非线性黏结滑移等因素, 建立了钢筋混凝土柱轴心受压加载下力学特性及破坏行为研究的细观尺度力学分析模型. 首先, 通过对混凝土立方体试件受压力学特性试验的模拟, 采用反演法确定了混凝土各细观组分的力学参数; 进而, 对不同长细比钢筋混凝土柱在轴心受压加载下的断裂破坏行为进行了数值研究; 最后, 初步探讨了长细比效应对钢筋混凝土柱名义轴压强度的影响. 结果如下.

1) 受到混凝土材料非均质性以及钢筋/混凝土相互作用力学非线性影响, 低长细比柱轴压加载下主要发生压剪破坏; 而高长细比柱则发生屈曲失

图 5 长细比效应对钢筋混凝土柱最终破坏模式及力学性能影响(单位: mm)

(a) 200×200×600; (b) 200×200×900; (c) 200×200×1200; (d) 200×200×1800; (e) 200×200×3600; (f) 200×200×7200

稳破坏, 并且由于受到端部效应的影响, 破坏区域集中于柱的端部. 简言之, 随长细比增大, 钢筋混凝土柱从压剪脆性破坏(材料层面)向屈曲失稳破坏(体系层面)逐渐转化.

2) 钢筋混凝土柱名义轴压强度随长细比增大而逐渐减小, 长细比小于 9 时, 钢筋混凝土柱的名义强度无明显变化, 长细比大于 9 时, 钢筋混凝土柱的屈曲强度迅速降低.

需要说明的是, 本文所有钢筋混凝土柱均采用轴心受压加载的方式, 实际上, 钢筋混凝土柱在真实工作状态中均处于一定的偏心受压加载条件下, 并且无论对于钢筋混凝土长柱还是短柱, 由于在其施工过程中不可避免的受到环境因素以及人为因素等的影响, 构件本身均存在一定的初始曲率, 因此其断裂破坏过程还将受到荷载偏心率以及初始曲率等因素的强烈影响, 针对这些问题将另文探讨.

参考文献

- 1 李冬, 金浏, 杜修力. 钢筋混凝土柱轴心受压性能及尺寸效应的细观数值研究. 水利学报, 2016, 47: 209–218
- 2 Li D, Jin L, Du X L, et al. Size effect tests of normal-strength and high-strength RC columns subjected to axial compressive loading. Eng Struct, 2016, 109: 43–60
- 3 Kim J K, Yang J K. Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns. Eng Struct, 1995, 17: 39–51
- 4 Bažant Z P, Cedolin L, Tabbara M R. New method of analysis for slender column. ACI Struct J, 1991, 88: 391–401
- 5 于峰, 牛荻涛. 长细比对 FRP 约束混凝土柱承载力的影响. 土木工程学报, 2008, 41: 40–44
- 6 Lim J C, Ozbakkaloglu T. Influence of size and slenderness on compressive strain softening of confined and unconfined concrete. J Mater Civil Eng, 2015, 28: 1–7
- 7 邹捷, 杜咏, 李西, 等. 大长细比约束杆件屈曲后承载力简化计算方法. 防灾减灾工程学报, 2015, 35: 87–93
- 8 Bažant Z P, Kwon Y W. Failure of slender and stocky reinforced concrete columns: tests of size effect. Mater Struct, 1994, 27: 79–90
- 9 Şener S, Barr B I G, Abusiaf H F. Size-effect tests in unreinforced concrete columns. Mag Concrete Res, 1999, 51: 3–11
- 10 Şener S, Barr B I G, Abusiaf H F. Size effect in axially loaded reinforced concrete columns. J Struct Eng, 2004, 130: 662–670
- 11 Němeček J, Bittnar Z. Experimental investigation and numerical simulation of post-peak behavior and size effect of reinforced concrete columns. Mater Struct, 2004, 37: 161–169
- 12 陈宝春, 欧智菁. 钢管混凝土偏压格构柱长细比影响试验研究. 建筑结构学报, 2006, 27: 73–79
- 13 张光玮, 张勋斌, 邵军, 等. 大长细比钢筋混凝土细长柱承载力试验研究. 建筑结构, 2008, 38: 99–101
- 14 张磊, 王晓光, 韩迎春. 不同长细比圆钢管混凝土柱偏心试验研究. 力学与实践, 2011, 33: 38–41
- 15 中华人民共和国建设部. 混凝土结构设计规范(GB50010-2010). 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- 16 Brocca M, Bažant Z P. Size effect in concrete columns: Finite element analysis with microplane model. ASCE J Struct Eng, 2001, 127: 1382–1390
- 17 Majewski T, Bobinski J, Tejchman J. FE analysis of failure behaviour of reinforced concrete columns under eccentric compression. Eng Struct, 2008, 30: 300–317
- 18 杜修力, 金浏. 混凝土静态力学性能的细观力学方法述评. 力学进展, 2011, 41: 411–426
- 19 朱万成, 唐春安, 赵文, 等. 混凝土试样在静态载荷作用下断裂过程的数值模拟研究. 工程力学, 2002, 19: 148–153
- 20 王立成, 邢立坤, 宋玉普. 钢筋混凝土梁受弯破坏过程的细观数值模拟研究. 计算力学学报, 2012, 29: 934–939
- 21 金浏, 杜修力. 基于细观单元等效化方法的混凝土动态破坏行为分析. 工程力学, 2015, 32: 33–40
- 22 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
- 23 Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. ASCE J Eng Mech, 1998, 124: 892–900
- 24 杜修力, 符佳, 张建伟. 钢筋混凝土柱轴心受压性能尺寸效应的大比尺试验研究. 土木工程学报, 2010, 43: 1–8

Mesoscopic numerical investigations on the slenderness effect of reinforced concrete column under axial compression

LI Dong, JIN Liu, DU XiuLi, DING ZiXing & LAN YuChang

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

The size effect of the nominal strength of reinforced concrete columns is caused mainly by 1) the heterogeneity of concrete itself, and 2) the complex mutual effects between steel rebar and the surrounding concrete. Besides, the slenderness effect is another brutal factor that could affect the failure pattern and the load capacity of RC columns. Considering of the mesoscopic heterogeneity of concrete and the nonlinear bond-slip behavior between concrete and steel rebar, a meso-scale mechanical analysis model for the study of mechanical properties and failure behavior of RC columns subjected to axial compressive loading is set up. First, the mechanical parameters of the concrete meso components are confirmed by an inversion method based on the simulation of compressive mechanical properties test of a concrete specimen. Then, the damage process of the RC columns with different slenderness ratios subjected to axial compressive loading is simulated. The results indicate that, the RC columns with low slenderness ratios exhibit compression-shear failure under axial compressive loading. The RC columns with high slenderness ratios exhibit buckling failure, and the failure zone concentrates into the ends of the column due to the end effect. The nominal strength pronounces stable value as the slenderness ratio is smaller than 9, and it decreases rapidly when the slenderness ratio exceeds 9.

RC column, slenderness effect, heterogeneity, mutual effect, mesoscopic mechanical model, buckling strength

doi: 10.1360/N092016-00104