文章编号:1674-2974(2024)01-0090-11 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024009

基于改进简化拉-压杆模型的钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力计算方法

张路杨[1,2],姚继涛[1,2†],胡玉坤[1,2]
(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055;
2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室,陕西 西安 710055)

摘 要:在简化拉-压杆模型(Simplified softened strut-and-tie model, SSSTM)基础上,考虑轴压比对混凝土斜压杆倾角的影响,修正斜压杆倾角计算公式,并基于剪滞模型,考虑裂缝面纤维数量及纤维取向特性,建立裂缝面单位面积纤维拉应力计算公式,从而提出适用于钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力计算的改进简化拉-压杆模型(Modified simplified softened strut-and-tie model, MSSSTM).采用MSSSTM模型、SSSTM模型对36个钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力进行计算.结果表明:MSSSTM模型、SSSTM模型的试验值与计算值之比的平均值分别为1.01、1.05,变异系数分别为0.04、0.09;按照MSSSTM模型计算得到的钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力试验值与计算值吻合较好,离散性较小,且该模型亦能较合理地反映轴压比、混凝土强度等对节点受剪承载力的影响.

关键词:改进简化拉-压杆模型;钢纤维混凝土;梁柱节点;受剪承载力;斜压杆倾角
中图分类号:TU375.4 **文献标志码**:A

Calculation Method of Shear Capacity of Steel Fiber Reinforced Concrete Beam-column Joints Based on Modified Simplified Softened Strut-and-tie Model

ZHANG Luyang[1,2], YAO Jitao[1,2†], HU Yukun[1,2]
(1. School of Civit Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China;
2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: Based on the simplified softened strut-and-tie model (SSSTM), the calculation formula of the angle of diagonal concrete strut inclination is modified by considering the effect of the axial compression ratio. Based on the shear-lag model, a calculation formula of fiber tensile stress per unit area of the crack surface is established by considering the number of fibers and fiber orientation characteristics of the crack surface. The modified simplified softened strut-and-tie model (MSSSTM) is proposed for the calculation of the shear capacity of steel fiber concrete

* **收稿日期**:2022-12-07
基金项目:国家自然科学基金资助项目(51278401), National Natural Science Foundation of China(51278401)
作者简介:张路杨(1994—),男,河南驻马店人,西安建筑科技大学博士研究生
† 通信联系人,E-mail: yaojitao1224@163.com

reinforced beam-column joints. The MSSSTM and SSSTM were used to calculate the shear capacity of 36 steel fiber reinforced concrete beam-column joints. The results show that the average experimental-to-predicted capacity ratios of MSSSTM and SSSTM are 1.01 and 1.05, respectively, and the corresponding coefficients of variation are 0.04 and 0.09, respectively. The calculated values of shear capacity of steel fiber reinforced concrete beam-column joints according to the MSSSTM model are in good agreement with the experimental values with less dispersion. Moreover, the MSSSTM can reflect the influence of axial compression ratio and concrete strength on the shear capacity of joints more reasonably.

Key words: modified simplified softened strut-and-tie model; steel fibers; beam-column joints; shear capacity; angle of strut inclination

强烈地震作用下,框架节点承受着压、弯、剪的复合作用,应力集中现象明显,受力尤为复杂,导致节点核心区混凝土易发生脆性剪切破坏,从而影响框架结构的整体安全[1].为提高梁柱节点受剪性能及避免脆性剪切破坏的发生,传统方法是在节点核心区配置多而密的箍筋,但该方法会导致钢筋拥挤,增加施工难度和成本,故需采用有效方法来避免节点核心区发生脆性剪切破坏.钢纤维能有效提高混凝土的劈裂抗拉强度、延性和黏结性能,其在混凝土基体中的桥联作用能有效抑制裂缝的发展,显著提高混凝土的抗裂、抗剪能力,故计算其受剪承载力时钢纤维的贡献不容忽视[2-3].此外,针对钢纤维混凝土梁柱节点的研究多集中于抗震性能方面,对其承载力计算方法的研究相对较少.同时,我国设计规范中节点承载力计算公式为基于试验数据的半经验公式,缺乏合理的理论模型支持.因此,探讨钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力增强机理,基于理论模型建立其节点核心区受剪承载力计算方法,有重要的理论意义和实用价值.

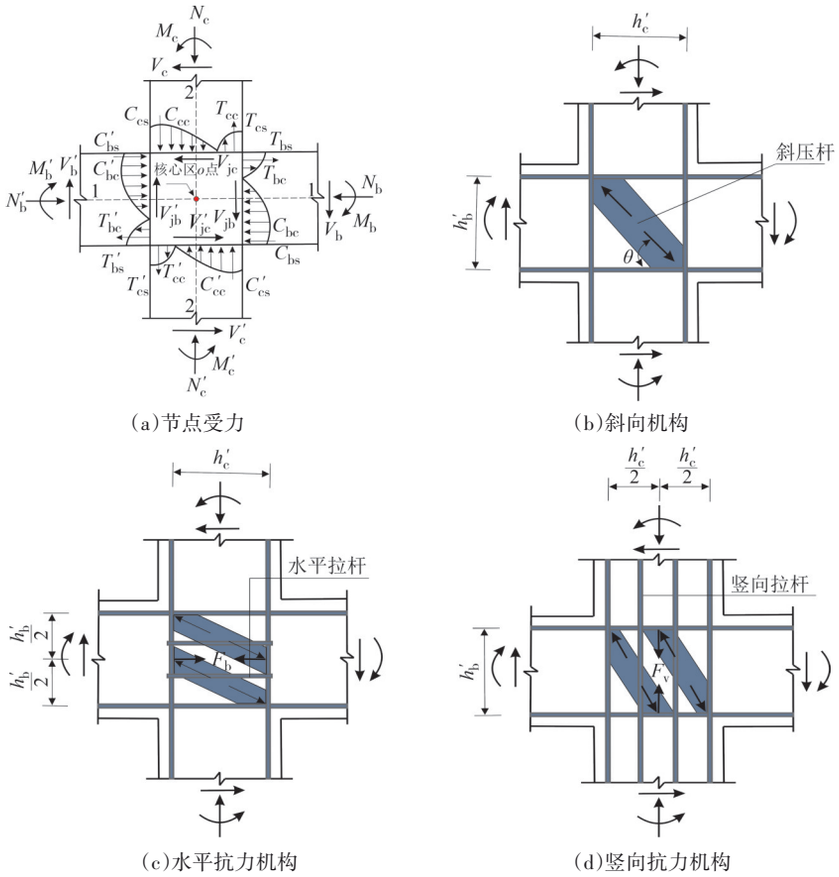
软化拉-压杆模型(softened strut-and-tie model, SSTM)用于梁柱节点受剪承载力计算的适用性已为多数研究所证实[4-6].SSTM是在拉-压杆模型的基础之上发展而来,其可综合考虑节点核心区静力平衡条件、本构关系、变形协调条件以及混凝土受压开裂后的软化特性,但计算节点核心区受剪承载力时需要繁冗的迭代[7].因此,Hwang等[6]通过引入反映拉-压杆对抗剪强度存在贡献的拉-压杆系数K对SSTM进行了简化,得到该模型的简化算法.简化拉-压杆模型中斜压杆倾角仅根据节点的几何尺寸确定,然而斜压杆倾角亦会受到轴压比的影响[7],故需通过修正斜压杆倾角的计算公式对简化拉-压杆模型进行改进.同时,采用改进后的简化拉-压杆模型计算纤维混凝土梁柱节点受剪承载力的适用性还需进一步的研究.

鉴于此,本文针对节点受力特性,考虑轴压比对混凝土斜压杆倾角的影响,修正斜压杆倾角计算公式,并基于剪滞模型建立裂缝面单位面积纤维拉应力计算公式,从而建立适用于钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力计算的改进简化拉-压杆模型.采用改进简化拉-压杆模型、简化拉-压杆模型对36个钢纤维混凝土梁柱节点的受剪承载力进行计算,并对比分析改进简化拉-压杆模型的准确性以及适用性.

1　纤维混凝土梁柱节点受剪机理

梁柱节点受剪机理及软化拉-压杆模型如图1所示.在地震荷载作用下,节点核心区承受着压、弯、剪的复合作用,受力机制复杂,如图1(a)所示。中柱节点在梁端弯矩M_b、M'_b和柱端弯矩M_c、M'_c的作用下产生的混凝土压应力C_{bc}、C'_{bc}、C_{cc}、C'_{cc}和钢筋压应力C_{bs}、C'_{bs}、C_{cs}、C'_{cs}通过混凝土与钢筋之间所产生的黏结力传递到节点核心区,从而形成斜向机构,如图1(b)所示.

加载初期,核心区混凝土形成的斜向机构是主要抵抗剪力的部分.相对于普通混凝土试件而言,纤维混凝土试件的抗拉强度较高,初始裂缝出现较晚,初始裂缝的出现主要是斜向拉力大于纤维混凝土抗拉强度引起的.随着水平位移的继续加载,核心区产生多条剪切裂缝,混凝土斜压杆的作用逐渐退化,节点剪力主要由箍筋和纤维形成的水平拉杆[图1(c)]



(a)节点受力 (b)斜向机构

(c)水平抗力机构 (d)竖向抗力机构

图 1 节点传力机理

Fig.1 Shear transfer mechanism of joints

以及垂直钢筋和纤维形成的竖向拉杆承担[图 1(d)]. 加载后期,由纤维混凝土的残余抗拉强度、裂缝间混凝土的摩阻力和纵筋销栓作用承担斜向压力.因此,钢纤维混凝土梁柱节点的受剪机理可用软化拉-压杆模型描述,其所承担的剪力可认为是斜向机构、水平抗力机构和竖向抗力机构叠加所得.

2 简化拉-压杆模型方法简述

2.1 斜压杆有效面积

按 SSTM 的定义,斜压杆倾角 θ 基于几何关系的假定根据梁、柱截面最外侧纵向钢筋轴线间距离计算[7]:

$$\theta = \arctan\left(\frac{h'_b}{h'_c}\right) \tag{1}$$

式中:h'_b 为梁截面最外侧纵向钢筋轴线间距离;h'_c 为柱截面最外侧纵向钢筋轴线间距离.

斜压杆有效面积 A_{str} 取为

$$A_{str} = a_s \times b_s \tag{2}$$

式中:a_s 为斜压杆高度;b_s 为斜压杆宽度.根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[8],当 $b_b \geqslant b_c/2$ 时,取 $b_s = b_c$;当 $b_b < b_c/2$ 时,取 $b_s = \min\left\{b_c, \left(b_b + 0.5h_c\right)\right\}$,$b_b$ 和 b_c 分别为梁、柱截面宽度,h_c 为柱截面高度.

$$a_s = \sqrt{a_b^2 + a_c^2} \tag{3}$$

梁截面受压区高度 a_b 可根据下式计算:

$$a_b = \frac{A_s f_y}{0.85\beta_1 f'_c b_b} \tag{4}$$

式中:A_s 为梁下部纵向受拉钢筋截面面积;f_y 为梁下部纵向受拉钢筋屈服强度;f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度;β_1 为受压区等效矩形应力图系数,根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)取值[8].

柱截面受压区高度 a_c 可根据下式计算:

$$a_c = \left(0.25 + 0.85\frac{N}{A_g f'_c}\right)h_c \tag{5}$$

式中:N 为柱上端轴压力;A_g 为柱毛截面面积.

2.2 力的平衡方程

图 2 所示为框架节点拉-压杆模型,V_{jh} 和 V_{jv} 分别

为节点水平剪力和竖向剪力,由力的平衡可得:

$$V_{jh} = -D\cos\theta + F_v\cot\theta + F_h \tag{6}$$

$$V_{jv} = -D\sin\theta + F_h\tan\theta + F_v \tag{7}$$

式中:D为混凝土斜压杆压力;F_h为水平拉杆拉力;F_v为竖向拉杆拉力.

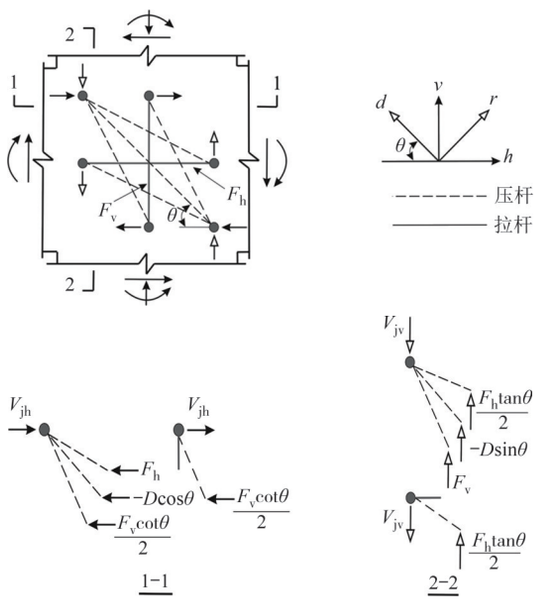


图 2　拉-压杆模型

Fig.2　Strut-and-tie model

节点剪力由斜压杆机构、水平机构及竖向机构按一定比例分担,故需确定其中的比例关系.根据Schafer[9]提出的抗剪机构剪力分配原则,三种抗力机构分配比例为:

$$D\cos\theta : F_h : F_v\cot\theta = R_d : R_h : R_v \tag{8}$$

$$R_d = \frac{(1-\gamma_h)(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v} \tag{9}$$

$$R_v = \frac{\gamma_v(1-\gamma_h)}{1-\gamma_h\gamma_v} \tag{10}$$

$$R_h = \frac{\gamma_h(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v} \tag{11}$$

式中:R_d、R_h、R_v分别为斜向机构、水平机构和竖向机构所承担的核心区剪力比例;γ_h为水平拉杆拉力与节点水平剪力的比值,取$\gamma_h = (2\tan\theta - 1)/3$;$\gamma_v$为竖向拉杆拉力与节点竖向剪力的比值,$\gamma_v = (2\cot\theta - 1)/3$.

节点核心区箍筋配置较少时,箍筋屈服之后节点核心区混凝土才发生剪切破坏,即水平拉杆屈服后,框架节点仍能继续抵抗剪力作用,因此应以混凝土达到极限抗压强度作为节点剪切破坏的判别标准.图3为框架节点拉-压杆内力分析,节点发生剪切破坏时,由斜向压杆、平缓压杆以及陡峭压杆共同承受的节点核心区最大压应力$\sigma_{d,max}$为:

$$-\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}}\left[-D + \frac{F_h}{\cos\theta_h}\cos(\theta-\theta_h) + \frac{F_v}{\sin\theta_v}\cos(\theta_v-\theta)\right] \tag{12}$$

式中:θ_h为平缓压杆与水平轴向的夹角;θ_v为陡峭压杆与水平轴向的夹角.

根据图3中的几何关系,$\tan\theta_h = \tan\theta/2$及$\tan\theta_v = 2\tan\theta$,可将式(12)简化为:

$$-\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}}\left[-D + F_h\cos\theta\left(1+\frac{\tan^2\theta}{2}\right) + F_v\sin\theta\left(1+\frac{1}{2\tan^2\theta}\right)\right] \tag{13}$$

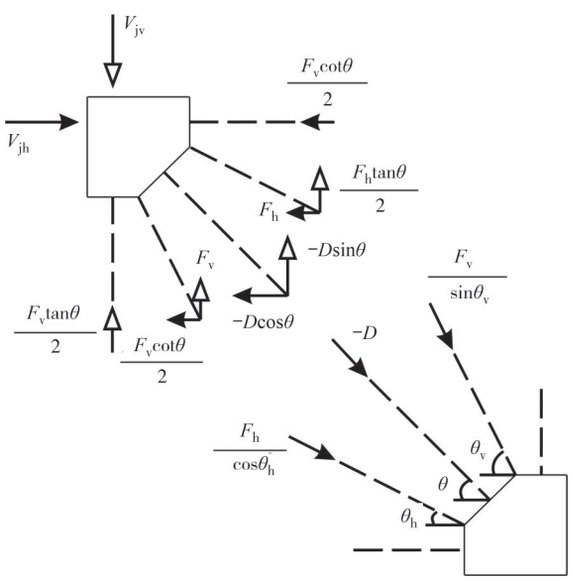


图 3　框架节点拉-压杆内力分析

Fig.3　Force analysis of strut-and-tie in frame joint

2.3　本构关系及变形协调

基于熊学玉等[7]建议的开裂混凝土受压应力-应变表达式,引入实测的混凝土特征值,开裂混凝土的本构关系为:

$$\sigma_d = \begin{cases} \zeta f_c'\left[2\left(\dfrac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0}\right) - \left(\dfrac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0}\right)^2\right] & \dfrac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0} \leqslant 1 \\ \zeta f_c'\left[1 - \left(\dfrac{\varepsilon_d/\zeta\varepsilon_0 - 1}{2/\zeta - 1}\right)^2\right] & \dfrac{\varepsilon_d}{\zeta\varepsilon_0} > 1 \end{cases} \tag{14}$$

$$\zeta = \frac{4}{\sqrt{f_c'}} \frac{1}{\sqrt{1 + 170\varepsilon_r}} \tag{15}$$

式中:σ_d为混凝土在 d 向上的主应力;ζ为混凝土软化系数;ε_d、ε_r分别为混凝土主压应变和主拉应变;ε_0为混凝土峰值应变,其可通过下式计算[6]:

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001\left(\frac{f_c' - 20}{80}\right),$$
$$20\ \text{MPa} \leqslant f_c' \leqslant 100\ \text{MPa} \tag{16}$$

当混凝土开裂强度$-\sigma_d$大于节点区极限抗压强度$\zeta f_c'$,此时可认为节点的抗剪强度将继续增大,至两者相等为止,此时混凝土的应力需满足:

$$\sigma_d = -\zeta f_c' \tag{17}$$

$$\varepsilon_d = -\zeta \varepsilon_0 \tag{18}$$

钢筋应力-应变关系可表示为:

$$f_s = \begin{cases} E_s\varepsilon_s & \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_s \geqslant \varepsilon_y \end{cases} \tag{19}$$

式中:E_s为钢筋弹性模量;f_s、ε_s分别为钢筋应力和应变;f_y为钢筋屈服强度.

根据应变协调条件,各应变应满足:

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \tag{20}$$

式中:ε_h、ε_v分别为水平和竖直方向的平均应变.

2.4 拉-压杆系数 K

由于紊乱区有拉杆存在,斜向受压除通过斜压、水平及竖向机构中的压杆传递外,拉杆对混凝土的约束作用使更多混凝土参与斜向受压,从而使更多的核心区混凝土参与抗剪.通过系数K表示拉杆的增强作用,其可表示为:

$$K = \frac{-D + \dfrac{F_h}{\cos\theta} + \dfrac{F_v}{\sin\theta}}{-D + F_h\cos\theta\left(1 + \dfrac{\tan^2\theta}{2}\right) + F_v\sin\theta\left(1 + \dfrac{1}{2\tan^2\theta}\right)} \tag{21}$$

相应地,此时节点核心区的抗剪强度可表示为[10]:

$$C_d = K\zeta f_c' A_{str} \tag{22}$$

当节点中仅存在斜向机构时,$K_d = 1$.当节点中配置水平箍筋未配置柱中间筋,即仅存在水平机构和斜向机构时:

$$K_h = \frac{R_d + R_h}{R_d + R_h\left(1 - \dfrac{\sin^2\theta}{2}\right)} = \frac{2}{2 - \gamma_h\sin^2\theta} \tag{23}$$

此时水平拉杆拉力为:

$$F_h = \gamma_h K_h \zeta f_c' A_{str}\cos\theta \tag{24}$$

当节点中仅存在竖向机构和斜向机构时:

$$K_v = \frac{R_d + R_h}{R_d + R_h\left(1 - \dfrac{\cos^2\theta}{2}\right)} = \frac{2}{2 - \gamma_v\cos^2\theta} \tag{25}$$

此时竖向拉杆拉力为:

$$F_v = \gamma_v K_v \zeta f_c' A_{str}\sin\theta \tag{26}$$

当节点中同时存在斜向机构、竖向机构及水平机构时:

$$K = \frac{R_d + R_h + R_v}{R_d + R_h\left(1 - \dfrac{\sin^2\theta}{2}\right) + R_v\left(1 - \dfrac{\cos^2\theta}{2}\right)} \tag{27}$$

为简化分析及计算过程,系数K可被近似为:

$$K = K_d + (K_h - 1) + (K_v - 1) \tag{28}$$

需要注意的是,式(24)和式(26)的水平和竖向拉杆拉力计算值适用于节点发生剪切破坏时拉杆均恰好屈服.当试件超筋时,拉杆拉力仍按式(24)和式(26)计算;当试件少筋时,则按下式计算:

$$K_h' = 1 + (K_h - 1)F_h'/F_h \tag{29}$$

$$K_v' = 1 + (K_v - 1)F_v'/F_v \tag{30}$$

式中:F_h'和F_v'分别为受剪箍筋及柱中间筋提供的水平和竖向拉杆的拉力,分别取$F_h' = F_{yh}$,$F_v' = F_{yv}$.F_{yh}、F_{yv}分别为受剪箍筋和柱中间筋达到屈服强度时提供的拉力.

此时,拉-压杆系数K应表示为:

$$K = K_d + (K_h' - 1) + (K_v' - 1) \tag{31}$$

综上所述,混凝土梁柱节点水平受剪承载力可按下式计算:

$$V_{jh} = C_d\cos\theta = K\zeta f_c' A_{str}\cos\theta \tag{32}$$

3 改进简化拉-压杆模型

3.1 斜压杆倾角计算公式的改进

斜压杆倾角对梁柱节点水平剪力预测结果敏感.不同斜压杆倾角角度时,3种机构承担剪力比例如图4所示.当斜压杆倾角为45°时,混凝土斜压杆能够以最高效率传递水平剪力;而当斜压杆倾角大于63.5°时,竖向机构和斜向机构均无法传递水平剪力,全部剪力由水平箍筋承担.

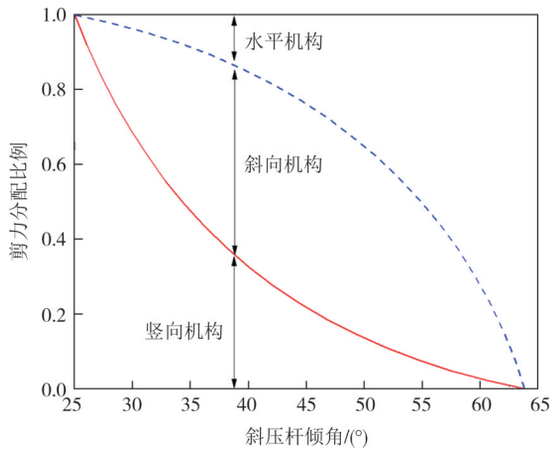


图 4　不同机构剪力分配比例

Fig.4　Ratios of shear force distribution mechanisms

随着轴压比的增加,节点柱端受压区的高度也随之增加,这将导致混凝土斜压杆的面积增大,从而提高节点的受剪承载力.同时,当轴压比大于0.1时,会改变节点核心区的主应力方向,使得核心区斜裂缝与水平夹角变得更加陡峭[5].然而,式(1)斜压杆倾角计算公式仅根据节点的几何尺寸确定,忽略了轴压比的影响,故应对斜压杆倾角的计算公式进行修正.

图5为斜压杆倾角θ计算简图,轴压比不大于0.1时,根据梁、柱截面最外侧纵向钢筋轴线间距离确定斜压杆倾角,如图5(a)所示;轴压比大于0.1时,以混凝土受压应变图形形心位置作对应柱水平线的平行线与梁截面最外侧纵向钢筋轴线形成交点,交点连线与水平线的夹角为斜压杆倾角,此时斜压杆倾角增大,故计算轴压比较大时的斜压杆倾角时,需根据截面受压区高度确定,如图5(b)所示.因此,当轴压比不大于0.1时仍按照式(1)计算θ,当轴压比大于0.1时,考虑轴压比对斜压杆倾角的影响取θ为:

$$\theta = \arctan\left[h'_{\mathrm{b}}/\left(h_{\mathrm{c}} - 2a_{\mathrm{c}}/3\right)\right] \tag{33}$$

图6为轴压比对斜向机构倾角的影响.由图可知,轴压比对斜向机构倾角的影响显著,不可忽视.因此,计算斜压杆倾角时考虑轴压比的影响更为合理.所收集数据的试件均为节点核心区破坏严重,斜裂缝发展明显.因此,斜向机构倾角应较为接近45°,混凝土斜压杆能够以较高的效率传递水平剪力.与简化拉-压杆模型计算结果对比,改进简化拉-压杆模型计算结果向45°靠拢,说明斜压杆在传递剪力方面承担了更大的作用,是主要的剪力传递机制,更合理地反映了节点破坏机理.

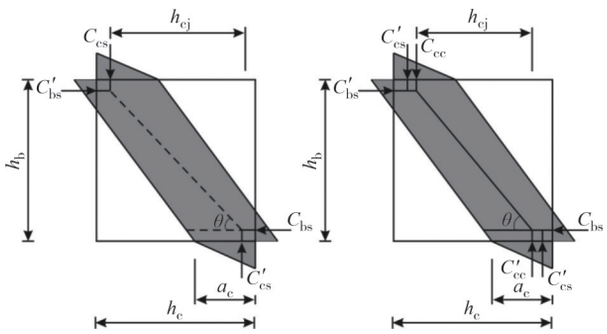


图 5　斜压杆倾角

Fig.5　The angle of strut inclination

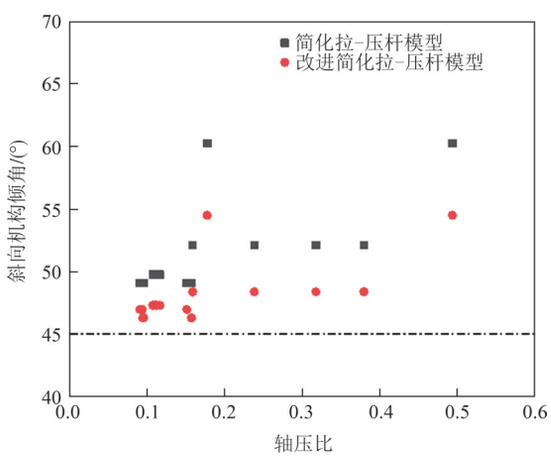


图 6　轴压比对斜向机构倾角的影响

Fig.6　Effect of axial force ratio on angle of diagonal strut

3.2　拉-压杆系数K的改进

3.2.1　纤维作用考虑

纤维的存在提高了混凝土的抗拉强度,同时跨越裂缝两侧纤维的桥接作用提高了钢筋的销栓作用,且在混凝土开裂后存在残余拉应力参与抗剪[1],因此应考虑纤维对节点受剪承载力的有利作用.此时,对于纤维混凝土梁柱节点而言,根据式(29)及式(30)计算拉-压杆系数K已不适用,桥接在主斜裂缝两侧的纤维可被视为加强筋,沿水平向和竖向提供拉力,因此需要考虑纤维的增强作用.

考虑纤维增强作用后,水平和竖向拉杆拉力应表示为:

$$F'_{\mathrm{h}} = F_{\mathrm{yh}} + F_{\mathrm{fh}} \tag{34}$$

$$F'_{\mathrm{v}} = F_{\mathrm{yv}} + F_{\mathrm{fv}} \tag{35}$$

式中:F_{fh}、F_{fv}分别为跨越主斜裂缝的纤维沿水平方向和沿竖直方向的有效拉力.

F_{fh}、F_{fv}可根据裂缝面单位面积的纤维拉应力σ_{sf}及主斜裂面投影在水平向面积A_{fh}和竖向面积A_{fv}确定:

$$F_{fh} = \sigma_{sf} V_f A_{fh} = \sigma_{sf} V_f A \cos\theta \tag{36}$$

$$F_{fv} = \sigma_{sf} V_f A_{fv} = \sigma_{sf} V_f A \sin\theta \tag{37}$$

式中:V_f为纤维体积率;A为主斜裂缝面面积,取$A \approx \sqrt{h_c^2 + h_b^2} \times b_c$.

将式(29)及式(30)中的F_h'和F_v'替换为式(34)及式(35),即可得到适用于纤维混凝土梁柱节点的拉-压杆系数K.

3.2.2 纤维拉应力值σ_{sf}确定

纤维混凝土承受拉力时,由于纤维在混凝土中呈三维乱向分布,多数纤维方向与轴向拉力不一致,故存在纤维在混凝土基体中的随机取向特性.以x轴方向为受力方向,每根纤维与x轴方向的夹角为θ_f,其中θ_f在0°~90°之间,如图7所示.采用纤维取向系数η_θ考虑纤维取向随机性对抗拉强度的影响.研究表明[11],倾角超过75°的纤维不能发挥其对裂纹的桥接性能,因此纤维有效角度范围为0°~75°.裂纹截面法线方向和纤维轴向之间的纤维倾角的概率密度函数可表示为:

$$P(\theta_f) = \frac{1}{A_0}\frac{dA_0}{d\theta_f} = \frac{\sin\theta_f}{\cos\theta_{fmin} - \cos\theta_{fmax}} \tag{38}$$

式中:$P(\theta_f)$为纤维倾角的概率密度函数;A_0为由纤维可能位置组成的半球面积;dA_0为$d\theta_f$对应的区域内球面面积;θ_{fmin}、θ_{fmax}分别为最小和最大纤维倾角,最小纤维倾角取0°,最大纤维倾角取75°.

根据纤维有效角度范围,纤维取向系数可表示为:

$$\eta_\theta = \int_{0°}^{75°} \cos\theta_f P(\theta_f) d\theta_f = \int_{0°}^{75°} \frac{\sin\theta_f \cos\theta_f}{\cos\theta_{fmin} - \cos\theta_{fmax}} d\theta_f \tag{39}$$

纤维的桥接效应作用于混凝土基体开裂处,而纤维在混凝土裂缝处法向方向承受拉伸应力.因此,纤维在基体中的随机取向可以用纤维取向系数η_θ简化为定向取向.纤维在裂缝处法向方向的投影长度被视为纤维有效长度,并如图8所示进行计算.

$$l_f = \eta_\theta L_f \tag{40}$$

式中:l_f、L_f分别为裂纹处的纤维有效长度和实际长度.

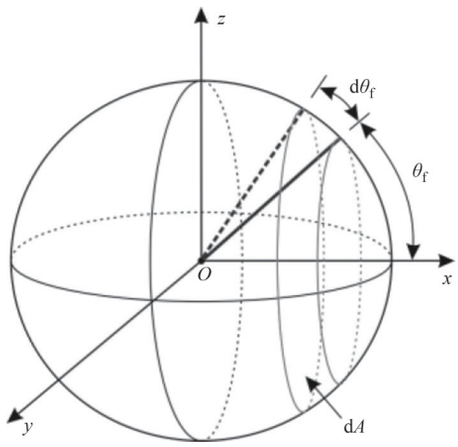
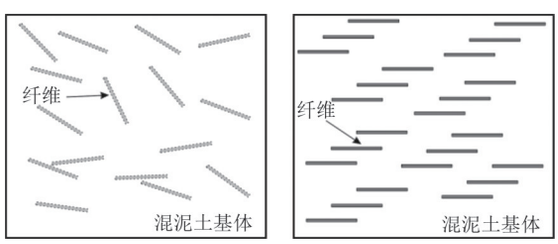


图7 纤维的取向

Fig.7 The orientation of fiber



(a)纤维随机取向 (b)纤维定向取向

图8 纤维有效长度示意图

Fig.8 Schematic diagram of the fiber equivalent length

混凝土基体开裂过程中,开裂表面纤维较长一侧保持完全黏结,较短一侧逐渐脱离黏结.这是由于较长的纤维段比较短的纤维段有更强的黏结阻力.因此,将纤维嵌入长度l_e定义为纤维等效长度中较短的嵌入段,如图9所示.

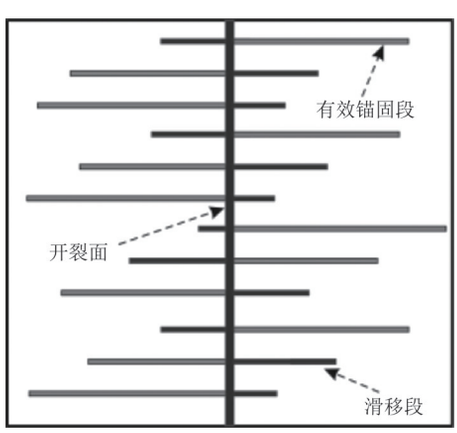


图9 纤维嵌入长度示意图

Fig.9 Schematic diagram of the fiber embedded length

由于纤维在浇注过程中完全混合,纤维嵌入长度从$l_{e-min} = 0$至$l_{e-max} = l_f/2$呈均匀分布.l_e在统计上服从均匀分布.l_e可表示为:

$$l_e = \frac{0 + l_f/2}{2} = 0.25 l_f \tag{41}$$

由于当纤维倾斜角度超过75°时,纤维不能发挥其对裂纹的桥接性能,因此计算裂缝处纤维总数时需考虑裂缝处纤维数系数η_N,该系数为对应于纤维有效倾角区域的球面面积与半球面面积之比,η_N计算式为:

$$\eta_N = \frac{\pi d_f \int_0^{75^\circ} \sin\theta_f \frac{d_f}{2} \mathrm{d}\theta_f}{\frac{1}{2}\pi d_f^2} \tag{42}$$

裂缝面单位面积有效纤维数量可由式(43)计算:

$$N = \eta_N \frac{V_f}{A_f} \tag{43}$$

式中:N为裂缝面单位面积有效纤维数量;V_f为纤维体积率;A_f为纤维的截面面积.

对纤维混凝土中开裂面上的单根纤维取隔离体,如图10所示,基于应力的平衡,采用剪滞模型[12]如式(44):

$$\mathrm{d}\sigma_f \frac{\pi d_f^2}{4} = \tau_f \pi \mathrm{d}_f \mathrm{d}x \tag{44}$$

式中:σ_f为裂缝面单根纤维拉应力;τ_f为纤维与基体之间的有效剪应力.

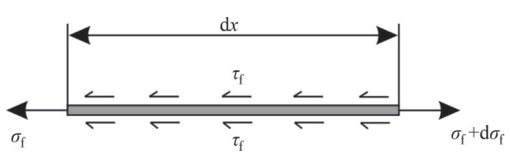


图10　纤维隔离体上的应力分布

Fig.10　The stresses of the free-body in the fiber

考虑纤维在混凝土开裂面上部分脱黏情况,纤维混凝土界面剪应力可表示为[12]:

$$\tau_f = \tau_{max}\left(\frac{s_f}{s_{max}}\right)^{0.574} \tag{45}$$

式中:τ_{max}为纤维混凝土界面平均最大剪应力,$\tau_{max} = k_b\sqrt{f_c}$[13],$k_b$为钢纤维形状系数,带端钩钢纤维取0.8,波纹形钢纤维取0.6,平直钢纤维取0.4,f_c为钢纤维混凝土轴心抗压强度;s_{max}为纤维部分脱黏情况下最大滑移量;s_f为纤维拔出过程中纤维与基体的滑移位移,取$s_f = w$,w为混凝土裂缝宽度,$w = \varepsilon_r s_\theta$,$s_\theta$为纤维混凝土梁柱节点核心区裂缝平均间距,$s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin\theta}{s_{mx}} + \frac{\cos\theta}{s_{my}}}$,$s_{mx}$、$s_{my}$为$x$和$y$向的裂缝平均间距,其取值参考文献[14].

当$w > s_{max}$时,可认为纤维与混凝土完全脱黏,s_{max}可按式(46)计算:

$$s_{max} = \frac{1}{A_f E_f}\int_0^{l_e}\left(P_{max} - \tau_{max}\pi d_f x\right)\mathrm{d}x = \frac{2\tau_{max} l_e^2}{d_f E_f} \tag{46}$$

式中:E_f为纤维弹性模量;P_{max}为单根纤维拔出力;x为从开裂面到纤维埋深末端的距离,如图11所示.

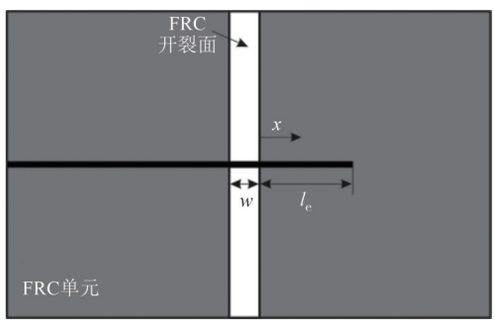


图11　混凝土单元中纤维埋深

Fig.11　Fiber embedded in concrete element

由式(44)、式(45)及式(46)可推导出裂缝面单根钢纤维拉应力:

$$\sigma_f = \left(\frac{k_b\sqrt{f_c}\,\eta_\theta L_f}{d_f}\right)^{0.426}\left(\frac{8E_f w}{\eta_\theta L_f}\right)^{0.574} \tag{47}$$

在单根纤维拉应力基础上,考虑穿过单位裂缝面纤维数量及纤维取向特性,即可得到裂缝面单位面积的纤维拉应力:

$$\sigma_{sf} = \eta_\theta N \sigma_f = \eta_\theta \eta_N \frac{V_f}{A_f}\left(\frac{k_b\sqrt{f_c}\,\eta_\theta L_f}{d_f}\right)^{0.426}\left(\frac{8E_f w}{\eta_\theta L_f}\right)^{0.574} \tag{48}$$

4　模型验证

为验证改进简化拉-压杆模型的正确性,通过式(32)对文献[5,15-21]36个节点核心区破坏试件的受剪承载力进行了计算,同时与试验结果以及简化拉-压杆模型计算结果进行对比分析,节点信息及计算结果如表1所示.由表1可知,采用改进简化拉-压杆模型、简化拉-压杆模型的试验值与计算值之比的平均值分别为1.01、1.05,变异系数分别为0.04、0.09.两模型受剪承载力试验值与计算值比值平均值均大于1,其中改进简化拉-压杆模型的预测精度较高,离散性较小;简化拉-压杆模型预测精度亦较好,但离散性大于改进简化拉-压杆模型.

表1 梁柱节点受剪承载力试验值与计算值对比

Tab.1 Comparison of shear capacity of beam-column joints between experimental and theoretical values

参考文献	试件编号	b_b/mm	h_b/mm	b_c/mm	h_c/mm	f_c'/MPa	V_f/%	L_f/d_f	n	ζ	A_{stt}/cm^2	f_y/MPa	f_{yv}/MPa	V_{jh}/kN	V_{test}/kN	$\frac{V_{test}}{V_{jh}}$	$\frac{V_{test}}{V_{jh,SSTM}}$
[15]	LJ-1	250	350	300	300	81.84	1.30	65	0.20	0.326	334	456	0	865.29	882.60	1.02	1.13
	LJ-2	250	350	300	300	90.85	1.30	65	0.20	0.305	342	633	0	1 060.49	1 018.07	0.96	1.05
	LJ-3	250	350	300	300	90.38	1.30	65	0.20	0.306	340	633	270	1 025.54	1 128.09	1.10	0.96
	LJ-4	250	350	300	300	72.05	1.30	65	0.20	0.348	359	633	270	834.67	893.10	1.07	1.09
	LJ-5	250	350	300	300	85.00	1.30	65	0.20	0.317	346	633	270	948.19	1 024.04	1.08	1.14
	LJ-6	250	350	300	300	85.95	1.30	65	0.20	0.314	329	456	360	1 124.17	1 112.93	0.99	0.89
	LJ-7	250	350	300	300	97.96	1.30	65	0.20	0.292	322	456	360	1 376.33	1 266.22	0.92	0.89
	LJ-8	250	350	300	300	85.79	1.30	65	0.20	0.315	330	456	0	967.21	967.21	1.00	1.10
[16]	JZ1	350	400	350	350	43.92	1.20	60	0.15	0.453	434	615	467	884.78	920.17	1.04	1.16
	JZ2	350	400	350	350	45.27	1.20	60	0.15	0.445	430	615	467	896.31	950.09	1.06	1.13
	JZ3	350	400	350	350	45.27	1.20	60	0.25	0.449	489	615	467	915.41	952.03	1.04	1.04
	JZ4	350	400	350	350	45.27	1.20	60	0.15	0.445	451	615	467	1 060.61	1 039.40	0.98	1.05
	JZ5	350	400	350	350	45.27	1.20	60	0.15	0.445	430	615	467	936.86	964.97	1.03	1.10
	JZ6	350	400	350	350	45.27	1.20	60	0.15	0.445	430	615	467	926.14	963.19	1.04	1.11
[17]	BCJ1-0	150	250	200	200	64.54	1.0	65	0.3	0.380	187	360	0	370.53	348.30	0.94	1.07
	BCJ1-1	150	250	200	200	62.49	1.0	65	0.2	0.385	161	360	0	367.56	330.80	0.90	1.01
	BCJ1-2	150	250	200	200	61.70	1.0	65	0.4	0.395	213	360	0	387.63	360.50	0.93	1.11
	BCJ3-1	150	250	200	200	64.86	0.5	65	0.3	0.379	187	360	307	345.37	328.10	0.95	0.96
[18]	B-1	150	250	200	200	51.76	0.5	65	0.3	0.437	236	360	307	302.76	296.70	0.98	1.17
	B-2	150	250	200	200	50.99	1.0	65	0.3	0.441	236	360	307	323.01	332.70	1.03	1.06
	B-3	150	250	200	200	64.95	1.0	65	0.3	0.386	233	360	0	339.02	345.80	1.02	1.07
[19]	S3	125	200	150	125	75	2.0	60	0.3	0.358	76	310	0	99.90	103.90	1.04	1.14
	S4	125	200	150	125	75	4.0	60	0.3	0.358	76	310	0	169.59	162.81	0.96	1.06
	S5	125	200	150	125	75	4.0	60	0.3	0.358	76	310	0	219.16	227.93	1.04	1.04
[20]	JZ-Q1	250	400	350	350	35	1.2	60	0.12	0.455	467	635	0	521.14	536.77	1.03	1.09
	JZ-Q2	250	400	350	350	35	1.2	60	0.12	0.455	467	635	522	580.90	569.28	0.98	1.05
	JZ-Q3	250	400	350	350	35	1.2	60	0.12	0.455	467	635	522	579.15	590.73	1.02	0.92
[21]	JZ-G1	250	400	350	350	35.05	1.2	60	0.15	0.455	467	635	522	613.99	620.13	1.01	1.08
	JZ-G2	250	400	350	350	35.05	1.2	60	0.25	0.459	524	635	522	621.18	646.03	1.04	1.12
	JZ-G3	250	400	350	350	35.05	1.2	60	0.15	0.455	467	635	522	724.55	710.06	0.98	1.06
	JZ-G4	250	400	350	350	35.05	1.2	60	0.15	0.455	467	635	522	673.37	673.37	1.00	1.07
[5]	JM2-6	250	400	350	350	18.98	0	—	0.05	0.570	448	342	481	411.77	432.36	1.05	1.13
	JM2-14	250	400	350	350	18.98	0	—	0.10	0.596	481	342	481	430.31	434.61	1.01	1.08
	JM2-3	250	400	350	350	18.98	0	—	0.15	0.596	515	342	481	448.07	439.11	0.98	0.90
	JM2-10	250	400	350	350	18.98	0	—	0.20	0.600	550	342	481	467.50	448.8	0.96	0.92
	JM2-11	250	400	350	350	18.98	0	—	0.25	0.579	586	342	481	477.25	443.84	0.93	0.84

两模型受剪承载力的试验值和计算值的对比如图12所示.由图可知,改进简化拉-压杆模型、简化拉-压杆模型具有比较明确的物理模型,考虑了3种机构对节点抗剪的贡献,考虑因素较为全面,减小了计算结果的变异性.与简化拉-压杆模型相比,改进简化拉-压杆模型考虑了轴压比的影响,对斜压杆倾角的计算公式进行了改进,因此预测精度更高,离散性更小.

图13为轴压比、混凝土强度对核心区剪切破坏节点受剪承载力计算结果的影响分析.由图13(a)可知,与简化拉-压杆模型相比,改进简化拉-压杆模型随轴压比的变化,试验值与计算值的比值仍在1附近,说明该模型能较准确考虑轴压比的影响,预测精度更高.由图13(b)可知,改进简化拉-压杆模型对不同混凝土强度的节点受剪承载力预测均较为接近试验值,且整体计算离散性较为一致.

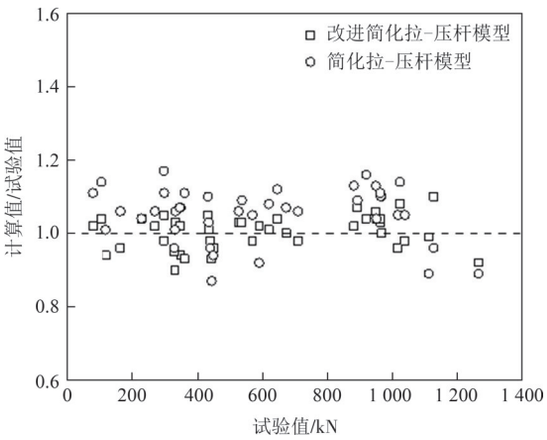
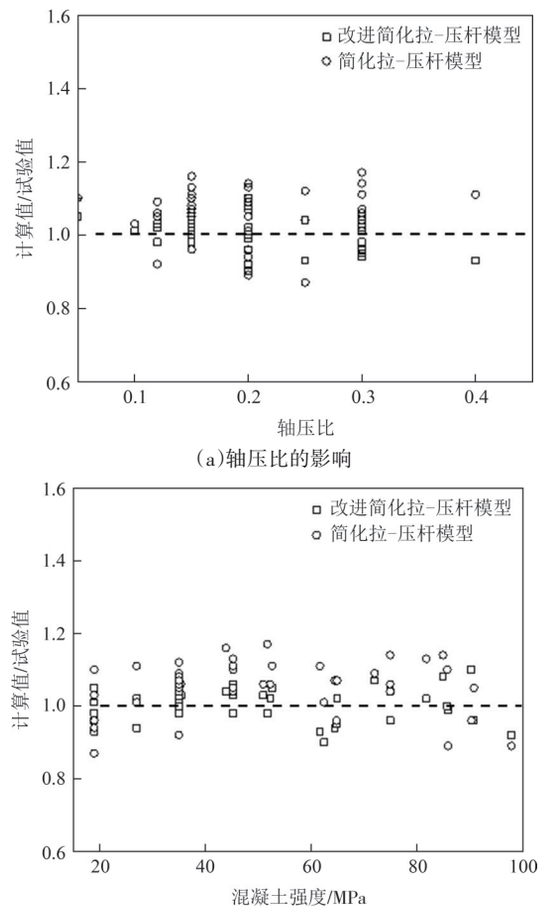


图 12　两模型试验值与计算值对比

Fig.12　Comparison of joint shear strength prediction with experimental results of two models



(a)轴压比的影响

(b)混凝土强度的影响

图 13　轴压比、混凝土强度的影响

Fig.13　Effect of column axial ratio and concrete compressive strength on joint shear strength

5　结 论

1) 考虑轴压比增加会使核心区斜裂缝与水平方向夹角变陡,本文通过节点柱端受压区高度,修正了混凝土斜压杆倾角的计算公式,进而建立了改进简化拉-压杆模型用于预测纤维混凝土梁柱节点受剪承载力.

2) 在单根纤维拉应力基础上,考虑穿过单位裂缝面纤维数量及纤维取向特性,建立了裂缝面单位面积的纤维拉应力计算公式。

3) 采用本文所建立的改进简化拉-压杆模型对36个钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力进行了计算,并与采用简化拉-压杆模型计算的节点受剪承载力进行对比,改进简化拉-压杆模型、简化拉-压杆模型试验值与计算值之比平均值分别为1.01、1.05,变异系数分别为0.04、0.09,说明改进简化拉-压杆模型的预测精度更高,离散性更小,可精确地预测钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力.

参考文献

[1] ZHANG L Y, YAO J T, HU Y K, et al. Predicting shear strength of steel fiber reinforced concrete beam-column joints by modified compression field theory[J]. Structures, 2022, 41: 1432-1441.

[2] 张广泰,张路杨,邢国华,等. 钢-聚丙烯混杂纤维混凝土剪力墙抗震性能[J]. 吉林大学学报(工学版),2021,51(3):946-955.
ZHANG G T, ZHANG L Y, XING G H, et al. Seismic performance of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete shear wall[J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2021, 51(3): 946-955. (in Chinese)

[3] 毕继红,霍琳颖,赵云,等. 钢纤维混凝土的本构模型及力学性能分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2021,48(7):9-18.
BI J H, HUO L Y, ZHAO Y, et al. Constitutive model and mechanical properties of steel fiber reinforced concrete [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2021, 48(7): 9-18. (in Chinese)

[4] 高丹盈,史科,赵顺波. 基于软化拉压杆模型的钢筋钢纤维混凝土梁柱节点受剪承载力计算方法[J]. 土木工程学报,2014,47(9):101-109.
GAO D Y, SHI K, ZHAO S B. Calculation method for shear capacity of steel fiber reinforced concrete beam-column joints based on softened strut-and-tie model [J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(9): 101-109. (in Chinese)

[5] 范国玺. 钢筋混凝土梁柱节点动态力学性能研究[D]. 大连:大连理工大学,2015.
FAN G X. Study on dynamic mechanical properties of reinforced concrete beam-column joints[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2015. (in Chinese)

[6] HWANG S J, LEE H J. Strength prediction for discontinuity

regions by softened strut-and-tie model[J]. Journal of Structural Engineering,2002,128(12):1519-1526.

[7] 熊学玉,谢一凡,姚刚峰. 基于修正的软化拉压杆模型的RC框架边节点受剪性能研究[J].工程力学,2022,39(6):55-71.
XIONG X Y, XIE Y F, YAO G F. Study on shear behaviour of exterior reinforced concrete beam-column joints based on modified softened strut and tie model[J]. Engineering Mechanics, 2022,39(6): 55-71.(in Chinese)

[8] 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—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing:China Architecture & Building Press, 2011.(in Chinese)

[9] SCHAFER K. Strut-and-tie models for the design of structural concrete [R]. Tainan: National Cheng Kung University, 1996.

[10] ZHANG L, JIRSA J O. A study of shear behavior of reinforced concrete beam-column joints [R]. Austin: University of Texas, 1982.

[11] HUO L Y, BI J H, ZHAO Y, et al. Constitutive model of steel fiber reinforced concrete by coupling the fiber inclining and spacing effect[J]. Construction and Building Materials, 2021, 280:122423.

[12] HSUEH C H. Interfacial debonding and fiber pull-out stresses of fiber-reinforced composites Part Ⅵ. Interpretation of fiber pull-out curves[J]. Materials Science and Engineering: A, 1991, 149(1):11-18.

[13] MAYA L F, FERNÁNDEZ RUIZ M, MUTTONI A, et al. Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs [J]. Engineering Structures,2012,40:83-94.

[14] VECCHIO F J, COLLINS M P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear [J]. ACI Structural Journal, 1986, 83(2): 219-31.

[15] 王德弘,郑文忠,鞠彦忠,等. 钢纤维活性粉末混凝土梁柱中节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2019,40(3):161-171.
WANG D H, ZHENG W Z, JU Y Z, et al. Experimental study on seismic behavior of interior steel fiber reinforced RPC beam-column joints[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(3): 161-171.(in Chinese)

[16] 张健新,张标,戎贤,等. 钢纤维增强高强钢筋混凝土梁柱节点抗震性能试验研究[J].东北大学学报(自然科学版),2020,41(10):1465-1475.
ZHANG J X, ZHANG B, RONG X, et al. Experimental research on seismic behavior of high strength bar concrete beam-column joints reinforced by steel fiber [J]. Journal of Northeastern University (Natural Science), 2020, 41(10): 1465-1475.(in Chinese)

[17] SHI K, ZHANG M Y, ZHANG T, et al. Seismic performance of steel fiber reinforced high-strength concrete beam-column joints[J]. Materials, 2021, 14(12): 3235.

[18] 高尚. 钢纤维局部增强高强混凝土框架中节点抗震性能试验研究[D]. 郑州:郑州大学,2012.
GAO S. Experimental study on seismic behavior of joints in steel fiber reinforced high-strength concrete frames[D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2012.(in Chinese)

[19] SHANNAG M J, ABU-DYYA N, ABU-FARSAKH G. Lateral load response of high performance fiber reinforced concrete beam-column joints[J]. Construction and Building Materials, 2005, 19(7): 500-508.

[20] 李艳艳,李明炀,苏恒博.高强钢筋高韧性混凝土框架中节点抗震性能试验研究[J].土木建筑与环境工程,2017,39(1):86-92.
LI Y Y, LI M Y, SU H B. Experimental analysis of seismic behavior of interior joints with high-strength reinforcement and high-toughness concrete [J]. Journal of Civil Architectural & Environmental Engineering, 2017, 39(1): 86-92.(in Chinese)

[21] 戎贤,吴海超,张健新. 反复荷载作用下高强钢筋高韧性混凝土框架中节点抗震性能研究[J].建筑科学,2017,33(7):71-77.
RONG X, WU H C, ZHANG J X. Experimental research on seismic performance of the joints with high strength and high toughness reinforced concrete[J]. Building Science, 2017, 33(7): 71-77.(in Chinese)