

文章编号: 1000-4750(2017)07-0089-08

# 高强箍筋 RC 梁-柱节点抗剪模型及非线性分析

王 南<sup>1</sup>, 史庆轩<sup>2</sup>

(1. 临沂大学建筑学院, 山东, 临沂 276000; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西, 西安 710055)

**摘 要:** 在现有 RC 梁柱节点抗剪模型的基础上, 提出了高强箍筋 RC 梁柱节点抗剪模型。该模型考虑了节点中混凝土的斜压杆传力机制和箍筋的抗剪作用。计算结果表明: 通过建议的节点抗剪模型计算的高强箍筋 RC 梁柱节点的剪切应力-应变曲线与试验结果符合较好, 节点最大剪应力计算值与试验值之比的平均值接近于 1 且变异系数较小。将该节点抗剪模型应用于 OpenSees 程序中分析了高强箍筋 RC 梁柱节点在往复荷载作用下的力学行为, 讨论了混凝土强度和轴压比对高强箍筋 RC 梁柱节点受力性能的影响。该模型可用于高强箍筋 RC 梁柱节点的受力分析。

**关键词:** 结构工程; 钢筋混凝土节点; 高强箍筋; 抗剪模型; 数值模拟

中图分类号: TU375 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.01.0030

## SHEAR MODEL AND NONLINEAR ANALYSIS OF RC BEAM-COLUMN JOINT WITH HIGH-STRENGTH STIRRUPS

WANG Nan<sup>1</sup>, SHI Qing-xuan<sup>2</sup>

(1. School of Architecture, Linyi University, Linyi, Shandong 276000, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an, Shaanxi 710055, China)

**Abstract:** Based on an existing RC beam-column joint shear model, a new shear model for RC beam-column joint with high-strength stirrups was proposed, which considers the strut mechanism of concrete and shear mechanism of stirrups of RC beam-column joint. The calculated results indicate that the shear stress-strain curves calculated by the proposed model agrees well with the test curves. The average value of the ratios of calculated results and test results of the maximum shear stress is closed to 1, and the corresponding coefficient of variation is smaller. The beam-column joint shear model was applied in OpenSEES platform to analyze the mechanic behavior of RC joint with high-strength stirrups. The effect of concrete strength and axial compressive ratio on the performance of RC beam-column joint was discussed. The model is feasible for the mechanical analysis of RC beam-column joint with high-strength stirrups.

**Key words:** structural engineering; RC beam-column joint; high-strength stirrups; shear model; numerical simulation

历次震害表明梁柱节点区的剪切破坏是钢筋混凝土框架承载失效的重要原因。箍筋的配置是影响钢筋混凝土节点的抗震性能的重要因素。近年来, 国内外学者对高强箍筋混凝土构件开展了较多的研究工作<sup>[1-6]</sup>, 结果表明: 采用高抗拉强度的箍筋能够增强箍筋对高强混凝土的约束能力, 有效克

服混凝土的脆性, 提高结构的抗震性能, 同时可节省钢材用量。但上述研究的成果大多是关于梁、柱构件的受力性能, 针对高强箍筋高强混凝土节点的研究成果较少。

钢筋混凝土梁柱节点的抗剪性能受柱轴压比、节点箍筋和混凝土强度等诸多因素的影响。为此,

收稿日期: 2016-01-11; 修改日期: 2016-06-06

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478382, 50978215); 临沂大学引进人才科研启动基金项目(LYDX2016BS049)

通讯作者: 王 南(1986—), 男, 山东日照人, 博士生, 从事混凝土结构研究(E-mail: wn0831@126.com).

作者简介: 史庆轩(1963—), 男, 山东鄄城人, 教授, 博士, 博导, 从事混凝土结构及抗震研究(E-mail: qingxuanshi@sina.com).

基于力学原理国内外的研究者提出了不同的节点抗剪分析模型。常用的节点抗剪模型有修正压力场理论<sup>[7]</sup>、软化拉-压杆模型<sup>[8]</sup>和斜压杆模型<sup>[9]</sup>，在各自理论假定的基础上，通过材料的本构关系、变形协调条件和平衡条件来计算节点的抗剪性能，所不同的修正压力场理论、软化拉压杆模型需要迭代计算，而斜压杆模型计算过程较为简单。然而现有的节点抗剪分析模型主要分析对象为普通箍筋 RC 梁柱节点，对于高强箍筋 RC 梁柱节点的适用性尚需验证。本文在现有的 RC 梁柱节点抗剪分析模型的基础上，结合节点的抗剪机理，提出高强箍筋 RC 梁柱节点抗剪分析模型。另一方面，RC 梁柱节点受剪性能的数值模拟的成果也大多集中于普通箍筋 RC 梁柱节点<sup>[10]</sup>，本文以建议的高强箍筋 RC 梁柱节点抗剪模型为基础，采用 OpenSees 程序分析高强箍筋 RC 梁柱节点的受力性能。所得的研究成果可为高强箍筋 RC 梁柱节点的设计和提供理论依据。

### 1 高强箍筋混凝土节点受力机理

高强箍筋 RC 梁柱节点处在压、弯、剪的复合应力状态下，其受力机理较为复杂，由梁、柱传入节点区的内力如图 1 所示。根据节点区混凝土和钢筋的受力情况，可将传力机构分为由混凝土压力  $C_{c1-4}$  以及钢筋压力  $C_{s1-4}$  导致的斜压杆机构和由钢筋拉力  $T_{s1-4}$  导致的桁架机构<sup>[11]</sup>。在加载初期，高强箍筋受力很小，节点区混凝土斜压机构起主要抗剪作用。在节点区开裂后，随着侧向位移的增加，混凝土出现软化现象，桁架机构的抗剪作用增强，斜

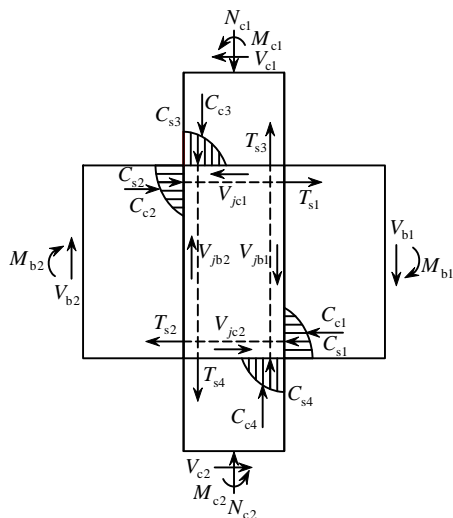


图 1 RC 节点受力图

Fig.1 Load analysis of RC beam-column joint

压机构和桁架机构共同承担剪力，达到峰值应力时高强箍筋并未屈服。加载到末期，节点区混凝土剥落严重，混凝土压碎，节点区发生剪切破坏，破坏时高强箍筋并未屈服，也未见明显的外鼓<sup>[12]</sup>。

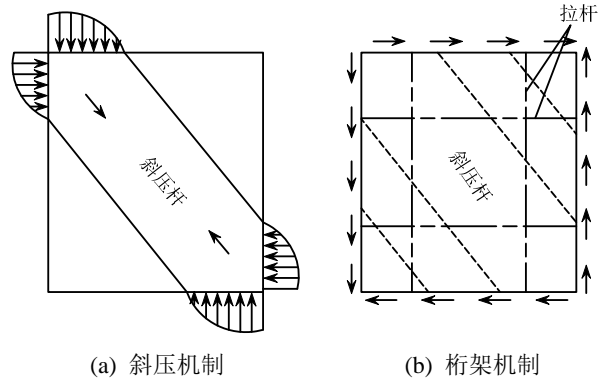


图 2 节点的受剪机理<sup>[11]</sup>

Fig.2 Shear transfer mechanism of beam-column joint<sup>[11]</sup>

### 2 斜压杆模型

#### 2.1 斜压杆模型几何参数

图 3 为斜压杆模型的示意图<sup>[9]</sup>。斜压杆宽度  $w$  通过式(1)计算，模型假定斜压杆宽度在受力中不变。斜压杆的高度  $b_j$  为节点截面高度，斜压杆的面积  $A$  通过式(2)计算。梁和柱的受压区高度可通过式(3)和式(4)计算。

$$w = \sqrt{c_b^2 + c_c^2} \tag{1}$$

$$A = b_j \sqrt{c_b^2 + c_c^2} \tag{2}$$

式中， $c_b$  和  $c_c$  分别为梁、柱的受压区高度。

$$c_b = 0.25h_b \tag{3}$$

$$c_c = (0.25 + 0.85n)h_c \tag{4}$$

式中， $n$  为柱轴压比。

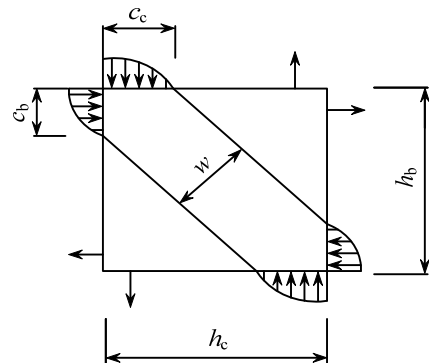


图 3 斜压杆模型示意图

Fig.3 Strut model

#### 2.2 斜压杆变形分析

斜压杆模型节点的变形如图 4 所示，模型不考虑节点的膨胀变形，只计算节点的剪切变形，假定

主压应变为节点对角线受压方向的应变，主压应变与剪切变形的关系可通过几何关系求出。

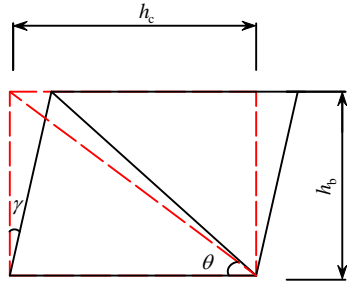


图4 斜压杆模型节点变形图

Fig.4 Deformation of joint in strut model

图4中对角线变形量为 \$\gamma h\_b \cos \theta\$，由此可得主压应变 \$\varepsilon\_2\$ 为：

$$\varepsilon_2 = \gamma \sin \theta \cos \theta \quad (5)$$

主拉应变 \$\varepsilon\_1\$ 可通过应变莫尔圆(图5)求出：

$$\varepsilon_1 = \gamma / \sin 2\theta + \varepsilon_2 \quad (6)$$

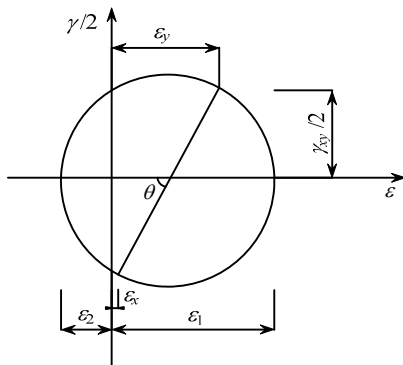


图5 应变莫尔圆

Fig.5 Mohr circle of strain

### 2.3 斜压杆剪力分析

斜压杆模型剪力只通过斜压杆传递，根据斜压杆的传力关系，节点中剪力分量 \$V\$ 为：

$$V = \tau A_j = \sigma_{str} A_j \cos \theta \quad (7)$$

式中：\$\tau\$ 为节点剪应力；\$\sigma\_{str}\$ 为斜压杆应力；\$A\_j\$ 为节点面积；\$\theta\$ 为斜压杆与水平方向的夹角。

为考虑节点箍筋的约束作用，采用 Mander 模型<sup>[13]</sup>计算核心混凝土的应力 \$\sigma\_c\$，通过折减系数 \$\eta\$ 考虑混凝土软化效应，考虑混凝土软化后的本构关系如图6所示，其中，虚线表示未考虑软化效应的混凝土应力-应变关系，实线表示考虑软化效应后的混凝土应力-应变关系。

$$\sigma_{str} = \eta \sigma_c \quad (8)$$

$$\eta = \begin{cases} 3.62|\varepsilon_1 / \varepsilon_{cc}| - 2.82|\varepsilon_1 / \varepsilon_{cc}| + 1, & \varepsilon_1 / \varepsilon_{cc} < 0.39 \\ 0.45, & \varepsilon_1 / \varepsilon_{cc} \geq 0.39 \end{cases} \quad (9)$$

其中，\$\varepsilon\_{cc}\$ 为核心混凝土的峰值应变。

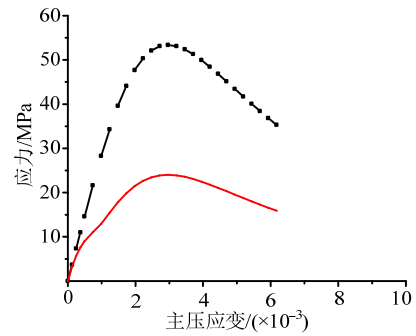
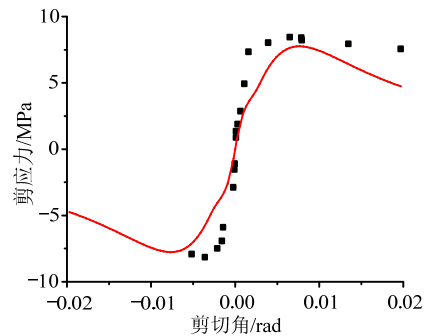


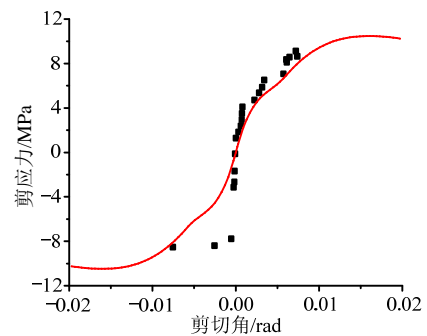
图6 混凝土应力-应变模型

Fig.6 Stress-strain model of concrete

应用斜压杆模型对文献[12,14-18]中的高强箍筋节点试件进行计算，计算结果如图7所示。图7(a)~图7(c)中散点为试验数据，连续曲线为计算结果。斜压杆模型计算的峰值剪应力偏高，总体与试验结果符合不理想。图7(d)为斜压杆模型计算的节点试件峰值剪应力与试验值的对比，峰值剪应力计算值与试验值之比的平均值为1.17，变异系数为0.38。采用 Mander 模型会高估高强箍筋约束混凝土的应力是斜压杆模型计算结果偏高的重要原因<sup>[15]</sup>。另外，节点试验中的剪切变形一般通过对角线变形量测出，模型中节点变形分析与试验测量方法的差异也是影响计算结果偏差的因素。



(a) RCJ-1



(b) HRCJ-1

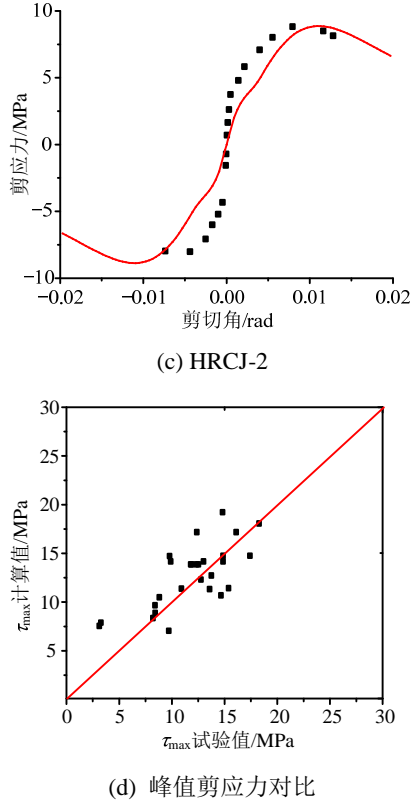


图7 斜压杆模型计算结果

Fig.7 Calculated results of strut model

### 3 本文模型

针对上述斜压杆模型的计算情况的不足, 提出以下改进模型, 思路为: a) 采用适用于高强箍筋约束混凝土的本构模型计算核心混凝土的应力; b) 采用与试验测量方式相应的节点变形分析方法; c) 引入应力不均匀系数考虑斜压杆压应力不均匀性的影响; d) 计算剪力时考虑箍筋的抗剪作用。本文模型的具体分析过程如下。

#### 3.1 节点变形分析

图8为节点的变形示意图。现对 $a$ 点的变形情况进行分析。若线段 $ad$ 的剪切变形大小为 $\gamma_v$ , 可得 $a$ 点竖向位移 $u_a^y$ 为:

$$u_a^y = C_j \tan \gamma_v \quad (10)$$

因剪切变形很小可近似认为 $\gamma_v = \tan \gamma_v$ 。

$$u_a^y = C_j \gamma_v \quad (11)$$

图中 $a$ 点横向位移 $u_a^x$ 和竖向位移 $u_a^y$ 存在以下关系:

$$u_a^x = u_a^y \cot \theta \quad (12)$$

式中,  $\theta$ 为节点区对角线与水平方向的夹角。

将式(11)代入式(12)可得:

$$u_a^x = C_j \gamma_v \cot \theta \quad (13)$$

由图8可知, 另一剪切变形分量 $\gamma_h$ 表示为:

$$\gamma_h \approx \frac{u_a^x + u_b^x}{h_b} \quad (14)$$

另外, 由节点变形的对称性, 可得:

$$\gamma_h \approx \frac{u_a^x + u_b^x}{h_b} = \frac{u_a^x + u_d^x}{h_c} \cdot \frac{h_c}{h_b} = \gamma_v \cot^2 \theta \quad (15)$$

注意到节点的剪切变形 $\gamma_{xy} = \gamma_h + \gamma_v$ , 则有:

$$\gamma_v = \gamma_{xy} \sin^2 \theta \quad (16)$$

主压应变的假定与斜压杆模型相同, 图7中对角线变形量为:

$$\delta = 2\sqrt{(u_a^x)^2 + (u_a^y)^2} = 2C_j \gamma \sin \theta \quad (17)$$

由此可得主压应变为:

$$\varepsilon_2 = 2C_j \gamma \sin \theta / \sqrt{h_b^2 + h_c^2} \quad (18)$$

试验研究表明 $C_j$ 的大小随着节点区剪切变形的增大而不断减小, 通过对试验数据的回归分析得到 $C_j$ 与剪切变形的关系<sup>[18]</sup>。

$$C_j = \frac{h_c}{2 + 250\gamma_{xy}} \quad (19)$$

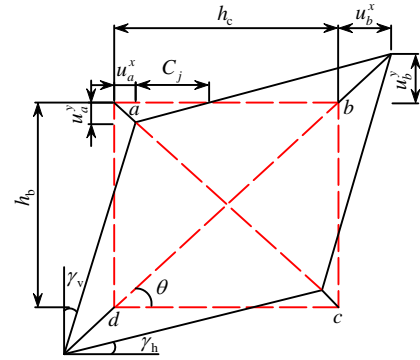


图8 本文模型节点变形计算图

Fig.8 Deformation of joint in proposed model

#### 3.2 节点剪力计算

斜压杆宽度计算中, 梁受压区高度按式(20)计算<sup>[8]</sup>。分别考虑混凝土保护层与核心混凝土对节点抗剪作用的贡献, 混凝土保护层采用Mander模型, 核心区混凝土的约束混凝土本构模型采用文献[19]提出的高强箍筋约束混凝土受压本构关系, 通过式(21)考虑混凝土软化<sup>[15]</sup>。另外, 考虑到斜压杆中压应力的不均匀性, 取应力不均匀系数为0.75<sup>[8]</sup>, 计算时最大轴压比取为0.3。模型中考虑箍筋的抗剪作用, 箍筋本构关系采用理想弹塑性模型, 箍筋的应变通过式(23)计算<sup>[20]</sup>。由于节点区箍筋不能全部发挥作用, 计算中偏保守的取一层箍筋。

$$c_b = 0.2h_b \quad (20)$$

$$\chi = \frac{1}{0.27 + 2.7\varepsilon_1^{0.167}} \quad (21)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_{yv} \quad (22)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\gamma \sin \theta \cos \theta}{h_c^*} [h_c - 2C_j] \quad (23)$$

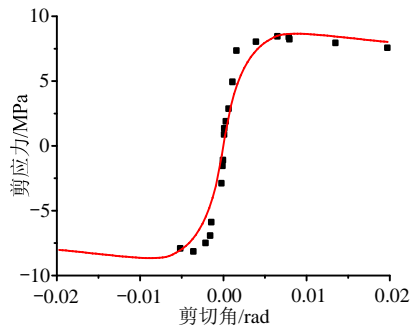
$$V = 0.75(f_{cov} b_{cov} + f_{cor} b_{cor}) w \cos \theta + A_{sv} f_s \quad (24)$$

式中： $f_{cov}$  和  $f_{cor}$  分别为考虑软化效应的节点保护层混凝土应力和核心混凝土应力； $b_{cov}$  和  $b_{cor}$  分别为节点保护层混凝土厚度和核心混凝土宽度(箍筋内皮算起)。

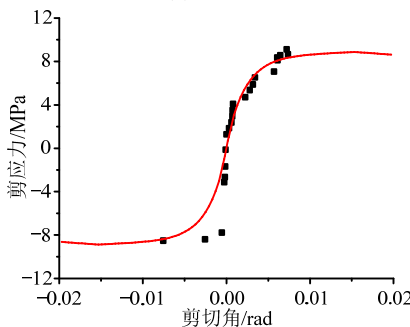
模型的计算流程如下：

- 1) 假定节点剪切应变  $\gamma$  通过式(19)计算  $C_j$ ;
- 2) 通过式(18)和式(6)分别计算节点主压应变和主拉应变;
- 3) 通过混凝土本构关系和式(21)计算混凝土的应力;
- 4) 通过式(22)和式(23)计算箍筋的应力;
- 5) 通过式(24)计算节点的剪力, 剪力除以柱横截面面积得到节点区剪应力。

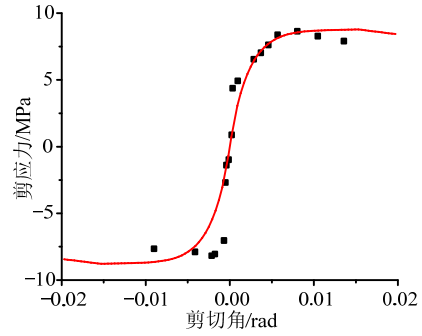
本文模型计算结果如图 9 所示, 图中散点为试验数据<sup>[12,14-18]</sup>, 连续曲线为计算结果。计算曲线与试验结果的总体符合较好, 节点试件的峰值剪应力计算值与试验值之比的平均值为 1.06, 变异系数为 0.26。本文模型的计算结果相比于斜压杆模型更接近于试验结果且变系数较小。



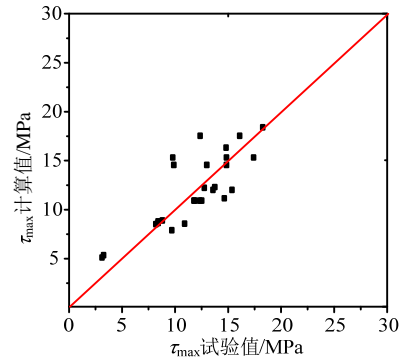
(a) RCJ-1



(b) HRCJ-1



(c) HRCJ-2



(d) 峰值剪应力对比

图 9 本文模型计算结果

Fig.9 Calculated results of proposed model

本文提出的节点抗剪模型可直接应用于 OpenSees 程序中, 进而分析高强箍筋 RC 梁柱节点在水平往复荷载下的力学行为。

## 4 高强箍筋 RC 梁柱节点非线性分析

### 4.1 高强箍筋 RC 梁柱节点数值模型验证

#### 4.1.1 单元选取

试验中 RC 梁柱节点的核心区发生剪切破坏, 周边梁柱以弯曲变形为主, 因此采用 OpenSees 程序进行节点数值模拟时可将节点核心区与周边梁柱分开考虑, 分别采用节点单元和梁柱纤维单元反映二者受力机理的不同特点。

#### 1) 节点单元

梁柱节点区选用程序中的二维节点单元来模拟, 该模型包括剪切块和零长度单元, 考虑了节点的剪切变形、钢筋的粘结滑移因素的影响, 如图 10 所示。剪切块和零长度单元相结合模拟钢筋 RC 梁柱节点在受力过程中发生的刚度、强度退化和捏缩特征。

#### 2) 梁柱纤维单元

沿构件纵向将构件分段, 选取各段的中间截面

为特征截面，将特征截面混凝土和钢筋分别划分纤维网格，各纤维遵循单轴本构关系，根据平截面假定计算截面的应力和应变，进而得到构件的力和变形。采用梁柱纤维单元可以较好地模拟构件的压弯受力变形特点。

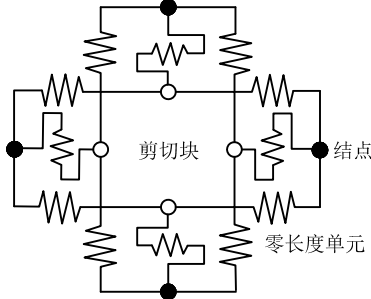


图 10 梁柱节点单元

Fig.10 Beam-column joint model

4.1.2 模型主要参数

1) 混凝土本构关系

混凝土本构模型采用的是程序中 Concrete01 模型。需要调整的是约束混凝土的峰值应力、峰值应变通过适用于高强箍筋约束混凝土的公式计算<sup>[19]</sup>。

2) 钢筋的本构关系

钢筋本构模型采用的是程序中的 Steel02 模型。该模型具有等向强度的特征，钢筋弹性模量和屈服强度按实测值输入，强化参数取 0.01，软化曲线参数按程序默认值。

3) 剪切块和零长度单元参数

模型中的剪切块参数通过本文提出的抗剪模型确定。模型中的零长度单元包括梁柱交界面单元和钢筋滑移单元，前者一般采用刚度为无限大的弹簧模拟；后者采用文献[21]提出的钢筋粘结滑移关系模拟，其中材料强度、钢筋直径按实测值输入。

4) 边界条件和算法参数

根据试验的实际边界条件及加载方式，节点底部结点固定铰接，梁两个端节点铰接，顶部结点自由。分析时，先在节点上端结点施加恒定不变的竖向荷载，完成静力状态分析，然后在该结点施加水平往复荷载。水平荷载采用位移控制，建立的模型如图 11 所示。本文的算法采用改进的牛顿-拉斐逊迭代法，容许误差为  $10^{-8}$ ，最大迭代次数为 150。输出节点模型柱顶的荷载及位移，得到试件在往复荷载作用下的柱顶荷载-位移滞回曲线。

4.1.3 数值模拟结果

应用上述数值模型对 3 个高强箍筋混凝土梁柱

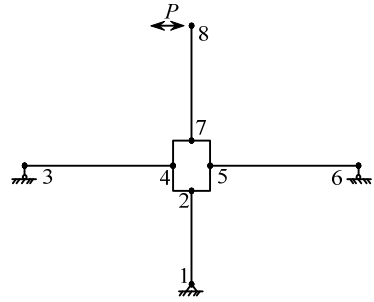
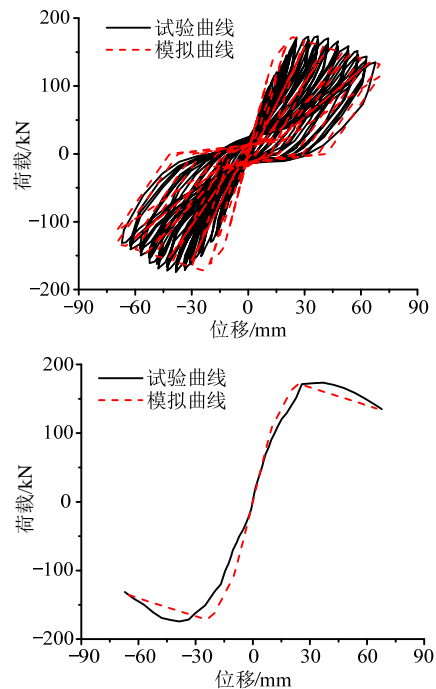


图 11 数值模型图

Fig.11 Diagram of simulated model

节点试件进行了非线性分析，试件的尺寸和配筋情况详见文献[12]。计算结果和试验曲线对比如图 12 所示，图中实线为试验曲线，虚线为模拟曲线。由图可见，计算滞回曲线有明显的捏缩现象，卸载刚度与试验结果接近，说明本文计算模型有一定的合理性。由图可知，各试件的峰值荷载计算值略小于试验值，计算值与试验值之比均在 0.95 以上，其中试件 RCJ-1 的峰值荷载计算值与试验值之比最优，达到 0.99。各试件的峰值荷载对应的位移计算值均比试验值偏小，试件 RCJ-1、试件 HRCJ-2 的峰值荷载对应的位移计算值与试验值之比为分别为 0.64 和 0.82。由此可知，本文数值模型计算的荷载和位移偏于保守，位移偏小的原因一方面是由于模型约束边界条件与实际试验情况有一定的误差；另一方面是因为数值模型未能较好的反映纵筋在高强箍筋混凝土节点区滑移效应。



(a) RCJ-1

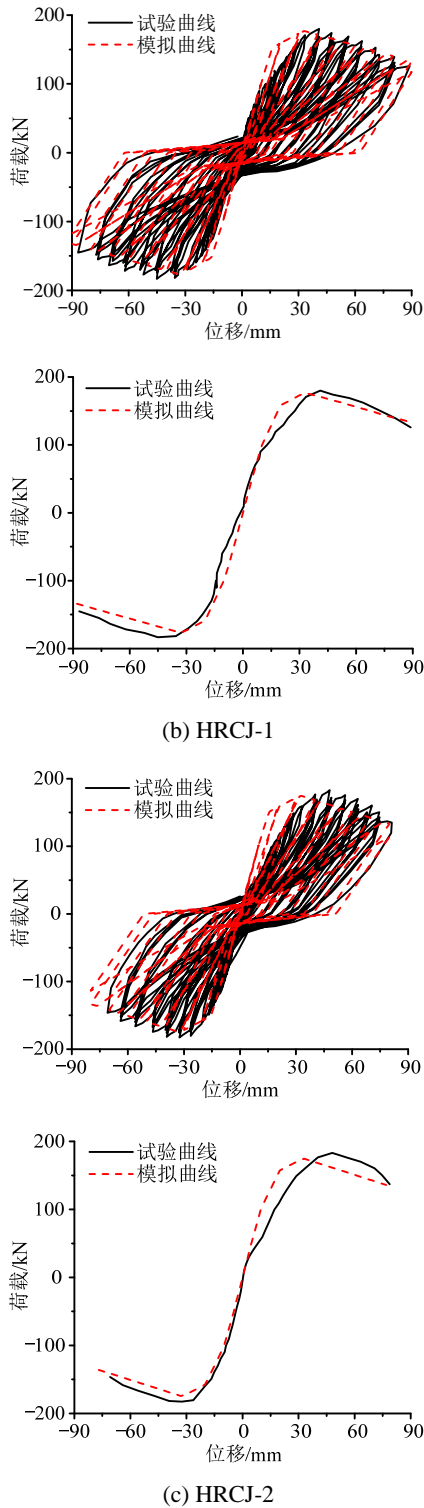


图 12 计算曲线与试验结果的对比  
Fig.12 Comparison between experimental results and calculated curves

#### 4.2 高强箍筋 RC 梁柱节点参数分析

为进一步研究高强箍筋 RC 梁柱节点的受力性能，以下采用 OpenSees 程序进行参数分析。由于现有的试验中未考虑混凝土强度和轴压比对高强箍筋 RC 梁柱节点受力性能的影响，针对以上两个

参数进行了非线性分析。所分析的试件尺寸和纵筋与 HRCJ-1 相同；配箍为 5@80 的 3 肢箍，箍筋屈服强度取 1000 MPa；混凝土强度取 30 MPa~50MPa；轴压比取 0.1~0.3。

图 13 为混凝土强度对试件荷载-位移曲线的影响。由图可知，随着混凝土强度的增加，试件刚度有所上升，承载能力有较大的提高，混凝土强度为 50 MPa 的试件承载力比混凝土强度为 40 MPa 和 30 MPa 的试件承载力分别提高 14% 和 43%，但试件荷载-位移曲线下降段变陡。

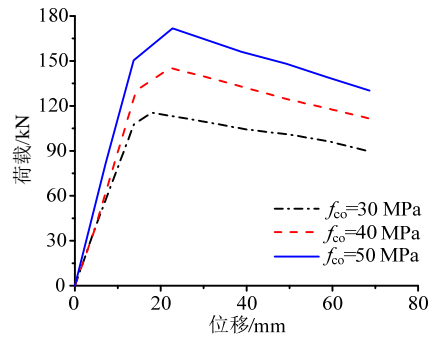


图 13 混凝土强度对节点荷载-位移曲线的影响  
Fig.13 Effect of concrete strength on load-displacement curves of beam-column joint

图 14 为轴压比强度对试件荷载-位移曲线的影响。由图可知，轴压比的提高对试件刚度并没有太大影响，轴压比高的试件承载能力有较大的上升，轴压比为 0.3 的试件承载力比轴压比为 0.1 和 0.2 的试件承载力分别提高 23% 和 12%，但轴压比较低的试件荷载-位移曲线下降段较为平缓。

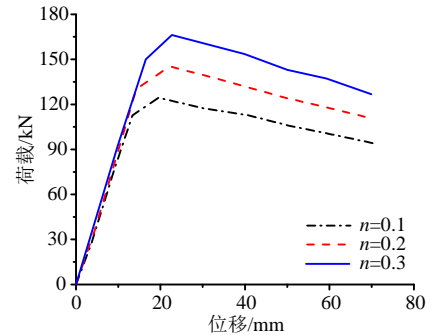


图 14 轴压比对节点荷载-位移曲线的影响  
Fig.14 Effect of axial compression ratio on load-displacement curves of beam-column joint

## 5 结论

在现有的 RC 梁柱节点抗剪模型的基础上，结合高强箍筋 RC 节点的抗剪机理，提出了高强箍筋 RC 梁柱中节点抗剪模型。计算结果表明改进的斜压杆模型可较好的计算节点试件的剪切应力-应变

曲线。节点试件的峰值剪应力计算值与试验值之比的平均值为接近于 1，相比于斜压杆模型更接近于试验结果且变异系数较小。本文建议的节点模型可用于高强箍筋 RC 梁柱中节点的受力分析。

通过 OpenSees 程序建立的数值模型模拟了高强箍筋 RC 梁柱节点在往复荷载作用下的受力性能，计算的峰值荷载略小于试验值，峰值荷载相应的位移偏小；参数分析结果表明随着混凝土强度 (30 MPa~50 MPa) 和轴压比 (0.1~0.3) 的增加，节点承载力增大但荷载-位移曲线下降段变陡。

#### 参考文献：

- [1] 孙治国, 司炳君, 王东升, 等. 高强箍筋高强混凝土柱抗震性能研究[J]. 工程力学, 2010, 27(5): 128—136.  
Sun Zhiguo, Si Bingjun, Wang Dongsheng, et al. Research on the seismic performance of high-strength concrete columns with high-strength stirrups [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(5): 128—136. (in Chinese)
- [2] 史庆轩, 王朋, 王秋维. 钢筋混凝土柱剪切粘结破坏影响因素分析[J]. 工程力学, 2013, 30(11): 136—142, 179.  
Shi Qingxuan, Wang Peng, Wang Qiuwei. Analysis of the influencing factors for the shear-bond failure of rc columns [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(11): 136—142, 179. (in Chinese)
- [3] 史庆轩, 王朋, 田园, 王南. 高强箍筋高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2014, 31(8): 161—167.  
Shi Qingxuan, Wang Peng, Tian Yuan, Wang Nan. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete columns with high-strength stirrups [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(8): 161—167. (in Chinese)
- [4] Lonnie A, Riyadh A. High strength concrete columns confined with spirals [C]. Reinforced Concrete Columns with High Strength Concrete and Steel Reinforcement, Michigan, SP293 ACI, 2013: 1—14.
- [5] Jung Y L, Im J C, Sang W K. Shear behavior of reinforced concrete beams with high strength stirrups [J]. ACI Structural Journal, 2011, 108(5): 620—629.
- [6] Patrick P, Frederic L, Daniel M. Influence of concrete strength and transverse reinforcement yield strength on behavior of high-strength concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4): 490—501.
- [7] 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—231.
- [8] Hwang S J, Lee H J. Analytical model for predicting shear strengths of interior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(1): 35—44.
- [9] Nilanjan M, Laura N L. Evaluation, calibration and verification of a reinforced concrete beam-column joint model [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(1): 105—120.
- [10] Lowes L N, Mitra N, Altoontash A. A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames [M]. Berkeley: College of Engineering University of California, 2003: 7—19.
- [11] Park R, Yeoh S K. Tests on structural concrete beam column joints with intermediate column bars tests on structural concrete beam-column joints with intermediate column bars [J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1979, 12(3): 189—203.
- [12] 史庆轩, 王南, 咎帅, 田建勃, 郭智峰. 高强箍筋高强混凝土梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2015, 32(5): 102—110.  
Shi Qingxuan, Wang Nan, Zan Shuai, Tian Jianbo, Guo Zhifeng. Experimental study on seismic behavior of high-strength concrete frame joints with high-strength stirrups [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(5): 102—110. (in Chinese)
- [13] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804—1826.
- [14] Oka H, Hitoshi S. Test of high strength concrete interior beam column sub-assemblies [C]. The Tenth World Conference on earthquake engineering, Madrid, Spain, 1992: 3211—3217.
- [15] Noguchi H, Kashiwazaki T. Test on High Strength Concrete Interior Beam-Column Joints [C]. Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 1992: 3163—3165.
- [16] Traoka M, Kanoh Y, Hayash K. Behavior of interior beam and column sub assemblages in an RC frame [C]. Proceedings of the First International Conference on High Strength Concrete, Kona Hawaii, 1997: 93—108.
- [17] Hayashi M, Teraoka M, Mollick A, et al. Bond properties of main reinforcing bars and restoring force characteristics in RC interior beam-column sub assemblages using high strength materials [C]. Proceeding of Second US Japan New Zealand Canada Multilateral Meeting on Structural Performance of High Strength Conference Seismic Regions, Honolulu, Hawaii, 1994: 15—27.
- [18] Joh O, Goto Y, Shibata T. Influence of transverse joint and beam reinforcement a deterioration of plastic hinge region on beam column joint stiffness deterioration [C]. Design of Beam Column Joints for Seismic Resistance, Michigan, SP123 ACI, 1991: 187—224.
- [19] 史庆轩, 王南, 王秋维, 等. 高强箍筋约束高强混凝土轴心受压本构关系研究[J]. 工程力学, 2013, 30(5): 131—137.  
Shi Qingxuan, Wang Nan, Wang Qiuwei, et al. Uniaxial compressive stress-strain model for high-strength concrete confined with high-strength lateral ties [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(5): 131—137. (in Chinese)
- [20] Attaalla S A. Seismic shear capacity of beam column joints in muti-story reinforced concrete frame buildings [D]. California: University of southern Caledonia, 1997.
- [21] Eligehausen R, Popov E P, Bertero V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [R]. California: University of California Berkeley, 1983.