轴压比对不同类型ECC框架节点抗震性能影响

李晓琴[1]， 丁 捷[1]， 张 田[1,2]， 张田庆[3]

（1.昆明理工大学建筑工程学院土木工程系，云南 昆明 650500；2.北京迈达斯技术有限公司，云南 昆明 650501；
3.中国建筑第二工程局有限公司，云南 昆明 650500）

摘要：对低周循环荷载下框架节点位移延性系数μ影响因素进行分析，指出轴压比是影响框架节点延性的主控因素。以ECC框架节点中十字型节点和T型节点抗震性能试验为原型，基于有限元软件ABAQUS中CDP模型建立框架节点计算模型，并与试验结果比较，验证了计算模拟的可靠性。基于此，建立轴压比分别为0.3，0.5，0.7和0.9的二级抗震等级下的ECC框架节点计算模型，研究轴压比对不同类型ECC节点抗震性能的影响。结果表明：轴压比对ECC框架节点抗震性能影响明显，十字型及T型节点的耗能能力、刚度退化及位移延性系数与轴压比（0.5～0.9）呈负相关，其构件破坏形态为延性破坏；而在同一轴压比（0.3～0.7）和加载制度下，T型节点的抗震性能要优于十字型节点，位移延性系数增加4.1%～35.1%。为了保证十字型、T型框架节点的抗震性能，建议ECC框架节点设计轴压比应控制在0.5左右。

关键词：框架节点；抗震性能；ECC；轴压比；数值分析
中图分类号：TU375.4 **文献标志码：**A **文章编号：**1004-4523(2022)04-0793-13
DOI:10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.04.002

引 言

钢筋混凝土框架结构是最常见的一种建筑结构形式。在地震作用下，钢筋混凝土框架结构主要有填充墙破坏、楼梯破坏和梁柱节点破坏[1]等破坏形式。多数情况下，钢筋混凝土框架的倒塌，是由节点破坏引起的[2]。例如，2008年汶川地震震后调查[3]表明，大部分框架结构的倒塌是因节点在地震作用下发生严重脆性破坏导致；1995年日本Kobe地震，大量钢筋混凝土建筑中框架节点核心处发生脆性剪切破坏，导致结构倒塌[4]。框架节点是结构在地震作用下保持抗倒塌能力的重要构件，保证框架节点在地震作用下的延性破坏是确保结构抗震性能的重要因素。

传统钢筋混凝土框架节点由于普通混凝土韧性差、易出现裂缝等缺点，导致框架节点易产生脆性破坏。Khaled等[5]使用外贴FRP复合材料增强十字型框架节点，结果表明该加固方法可以提高框架节点在地震作用下的抗剪能力及延性，但承载力下降较快。Prota等[6]使用外贴碳纤维布和碳纤维筋替换钢筋的加固方法加固RC框架节点，结果表明该加固方法可以显著提高节点柱抗震承载力，但节点仍表现出脆性破坏的特征。可见，仅靠外贴碳纤维布提高节点抗震强度加固效率不高，可考虑采用强度较高、韧性较好的材料替代混凝土进行框架节点设计或加固。

鞠彦忠等[7]采用活性粉末混凝土（Reactive Powder Concrete，简称RPC）作为节点的填充材料，进行了不同轴压比下配箍率对节点抗震性能影响的数值分析。结果表明，增加节点核心区的配箍率，可以提升构件在高轴压比下的塑性变形能力以及延性，防止RPC因强度过高而导致构件发生脆性破坏。素RPC材料的极限拉伸应变一般可达1%，根据试验结果可知，在框架节点区域采用强度过高的材料替换普通混凝土，对增加节点的抗震性能，特别是延性作用不大。高韧性纤维增强水泥基复合材料（Engineering Cementitious Composites，简称ECC）[8]强度等级可保持与普通混凝土相同或略强，而其极限拉伸应变是普通混凝土的300～500倍[9]，具有多缝开裂以及应变硬化的特征，表现出高韧性、高耗能等特征，解决了普通混凝土自身脆性的缺点[8-9]。并且ECC中纤维起到桥接作用，构件破坏模式由单一裂缝转变到多条小裂缝稳态发展，与钢筋间不易产

收稿日期：2020-10-17；**修订日期：**2021-04-14
基金项目：国家自然科学基金资助项目（52168029，51968035）；云南省万人计划青年拔尖人才项目（云人社通[2020]150号 YNWR-QNBJ-2020-049）；2020年云南省重点研发计划项目（202003AC100001）。

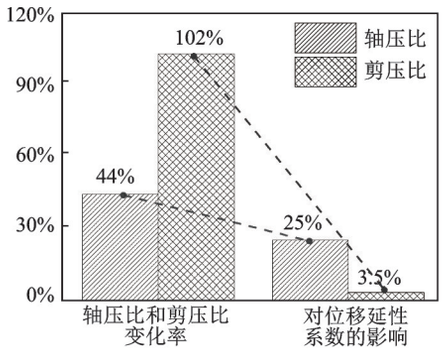
生滑移。ECC替代普通混凝土可以提高地震作用下节点的损伤容限和能量吸收能力。

尽管已有研究提出轴压比对混凝土框架节点抗震性能的重要性，也已有规范[10-11]规定混凝土框架节点轴压比的限值，但目前为止，尚未有研究系统地提出轴压比对不同ECC框架节点类型抗震性能的影响以及轴压比的限值。采用试验方法费工费时，为了给后续试验研究做出充分、精准的预判，本文采用数值模拟方法对框架节点进行分析。以Yuan等[12]和梁兴文等[13]的ECC框架节点试验数据为基础，采用有限元软件ABAQUS中的混凝土塑性损伤(Concrete Damaged Plasticity，CDP)[14]模型模拟混凝土。同时采用QU[15]改进Clough提出的考虑钢筋-混凝土界面黏结滑移作用的滞回钢筋模型模拟钢筋，对比试验结果与计算结果，验证有限元模型的可靠性。建立不同轴压比下十字型及T型ECC框架节点计算模型。ECC框架节点的抗震性能通过位移延性系数μ、等效黏滞阻尼系数ξ和割线刚度K_i来评价。最后根据轴压比与评价指标，给出不同类型ECC框架节点设计轴压比的下限值。

1 低周循环荷载下框架节点位移延性系数μ影响因素分析

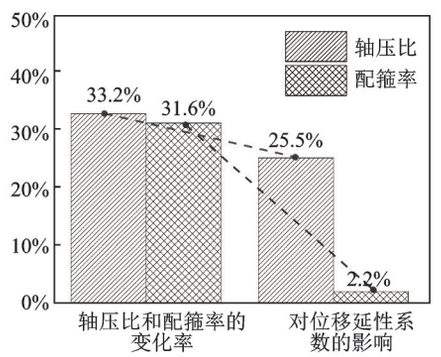
通常来说，框架节点在地震作用下会出现不同的破坏形态，如梁、柱端弯曲破坏、节点核心区弯曲破坏、节点区剪切破坏和剪切黏结破坏等。其中，节点核心区弯曲破坏分为大偏心受压破坏和小偏心受压破坏。延性系数是评价结构延性的首要指标，也是区分框架结构延性破坏与脆性破坏的重要指标。延性系数一般分为曲率延性系数μ_φ[16]和位移延性系数μ[17]。由于曲率延性系数μ_φ只单方面评价截面的延性性能，并不能体现出框架节点整体的延性，所以本文采用反映构件整体宏观延性性能的位移延性系数μ来评价框架的延性性能。

分析已有试验[18-20]中轴压比、剪压比、剪跨比及配箍率4个因素对框架节点位移延性系数μ的影响，可明确影响框架节点延性破坏的主控因素，如图1所示。从图1可知，当轴压比、剪压比、配筋率和剪跨比每变化30%时，对应的位移延性系数μ分别变化40.85%，1.02%，2.09%和13.40%。因此，当轴压比、剪压比、剪跨比及配箍率等因素在规范[10]的可控范围之内，轴压比对位移延性系数μ的影响较明显，可作为评价框架节点是否发生延性破坏的主控因素之一。



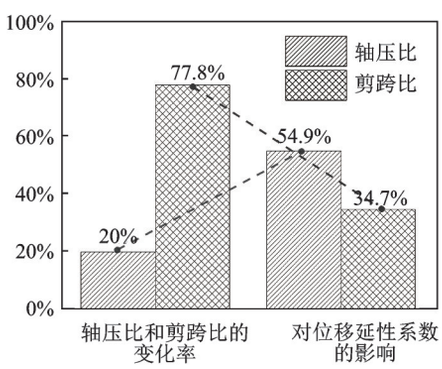
(a) 轴压比和剪压比变化率的影响

(a) Influence of change rate of axial compression ratio and shear compression ratio



(b) 轴压比和配箍率变化率的影响

(b) Influence of change rate of axial compression ratio and stirrup ratio



(c) 轴压比和剪跨比变化率的影响

(c) Influence of change rate of axial compression ratio and shear span ratio

图1 轴压比、剪压比、配箍率及剪跨比对位移延性系数的影响

Fig. 1 Influence of axial compression ratio, shear compression ratio, stirrup ratio and shear span ratio on displacement ductility coefficient

已有研究[12,21-23]基于不同轴压比(0.12，0.15，0.4及0.68～0.712)对RC及R-ECC框架节点进行了抗震性能分析，如表1所示。通过对比节点的位移延性系数和耗能能力，可以看出R-ECC节点要比RC节点延性及耗能能力更好。其中，梁兴文等[13]采用的节点类型为ECC填充核心区十字型节点，体积配箍率为0.152～0.380；Yuan等[22]采用的节点类型为ECC填充核心区T型节点，体积配箍率为0～0.690；通常来说，不同类型及配筋的框架节点发生延性破

坏的位移延性系数μ不同，所以仅基于以上试验数据无法得出ECC框架节点的轴压比限值。因此，本文按照常见的T型及十字型框架节点，基于相同的加载制度及尺寸配筋条件下拟采用0.3，0.5，0.7及0.9设计轴压比，按照不同节点类型研究ECC框架节点的轴压比限值。

表1　R-ECC与RC框架节点在不同轴压比下的表现

Tab. 1　Performance of R-ECC and RC frame joints under different axial compression ratios

		n=0.4[21]	n=0.15[22]	n=0.686～0.712[23]	n=0.12[12]
R-ECC框架节点	位移延性系数	3.52	3.13	3.01～3.50	4.25～7.10
	耗能/(kN·m)	49.5	68.2	-	-
RC框架节点	位移延性系数	2.35	2.67	2.27～3.13	2.96
	耗能/(kN·m)	37.6	51.3	-	-

2　循环荷载下ECC框架节点数值模型

2.1　试验原型

唐九如[24]按节点位置不同，将框架节点分为4种类型。中层中节点(十字型)、顶层中节点(T型)、中部边节点(T型)和角节点。其中中层中节点的柱和梁都处于框架中间，易发生变形和节点区剪切破坏。中部边节点虽达到了“强柱弱梁”的设计原则，但由于梁端易出现黏结滑移等现象，会出现剪切黏结破坏，也是损伤较为严重的节点类型。而顶层中节点柱端易产生塑性铰，一般发生柱端弯曲破坏。角节点由于在框架结构中数量较少，一般情况下发生核心区弯曲破坏。因此本文主要针对中层中节点和中部边节点2种易损节点类型建立计算模型，进行抗震性能分析。为确保计算模型的可靠性，本文采用Yuan等[12]及梁兴文等[13]的试验原型进行计算模型验证。具体试件配筋尺寸如图2，3所示，试验结果如表2所示。

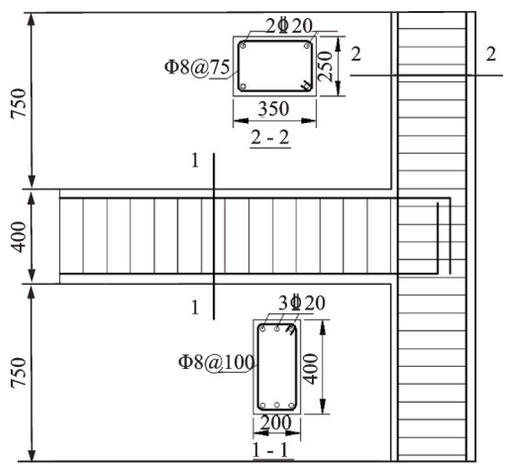


图2　S5试件尺寸及配筋(单位：mm)

Fig. 2　Specimen size and reinforcements of S5 (Unit: mm)

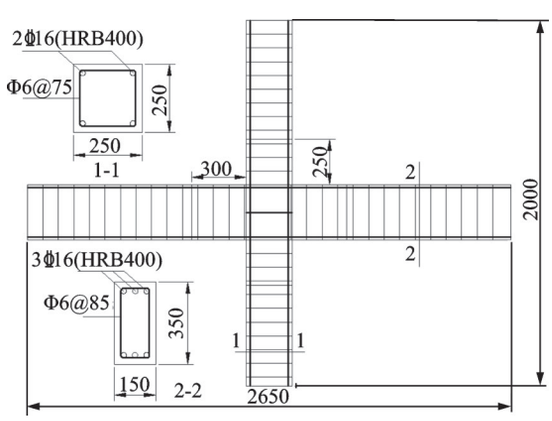


图3　试件FRCJ4尺寸及配筋(单位：mm)

Fig. 3　Specimen size and reinforcement of FRCJ4 (Unit: mm)

表2　试验信息

Tab. 2　Test details

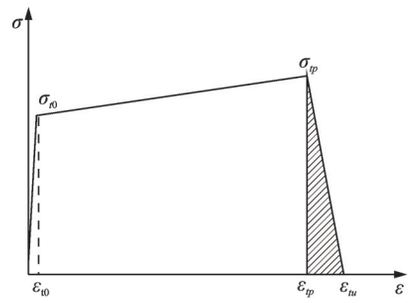
试件	轴压比	屈服阶段		极限阶段		μ
		P_y/kN	Δ_y/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	
S5	0.30	97.60	11.90	125.60	19.98	7.10
FRCJ4	0.34	64.96	28.80	70.71	73.40	3.34

2.2　ECC框架节点计算模型

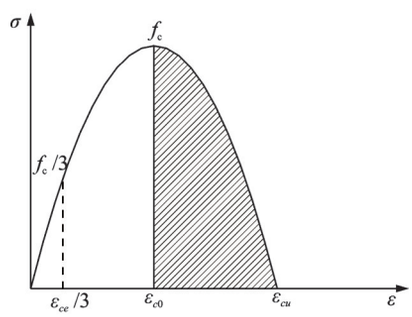
2.2.1　ECC材料模型

ECC是一种高韧性、高拉伸应变的新型水泥基复合材料，极限拉伸应变是普通混凝土的300倍以上。Meng等[25]经过大量ECC拉伸试验，将ECC的受拉阶段分为弹性阶段、多缝开裂阶段和应变硬化阶段。Feenstra等[26]将ECC的受压过程用断裂能表示，并用抛物线的形式表示受拉受压曲线。ECC材料的拉压断裂能均应为不变量，但由于在受拉模式下ECC呈现出应变硬化，在达到峰值应力后迅速失去承载能力，软化不明显，因此ECC受拉模式采用应力应变关系定义；而受压模式下ECC在达到峰值应力后软化明显，在不同单元特征长度下应采用不同的应力应变关系曲线以保证受压模式断裂能G_c为常数。

ECC的受拉应力-应变曲线和受压应力-应变曲线如图4(a),(b)所示。



(a) ECC受拉σ-ε曲线
(a) ECC tension σ-ε curve



(b) ECC受压σ-ε曲线
(b) ECC compression σ-ε curve

图4 ECC应力-应变曲线[25-26]

Fig. 4 ECC stress-strain curve[25-26]

ECC受拉本构计算方程为[25]:

$$\sigma_t=\begin{cases}E_0\varepsilon, & 0\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{t0}\\ \sigma_{t0}+(\sigma_{tp}-\sigma_{t0})\left(\dfrac{\varepsilon-\varepsilon_{t0}}{\varepsilon_{tu}-\varepsilon_{tp}}\right), & \varepsilon_{t0}\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{tp}\\ \sigma_{tp}\left(1-\dfrac{\varepsilon-\varepsilon_{tp}}{\varepsilon_{tu}-\varepsilon_{tp}}\right), & \varepsilon_{tp}\leqslant\varepsilon\leqslant\varepsilon_{tu}\\ 0, & \varepsilon_{tu}<0\end{cases}\tag{1}$$

式中 E_0为材料初始弹性模型;σ_t为ECC的受拉应力;σ_{t0}为初裂拉应力;ε为ECC在受拉应力状态下的应变;ε_{t0}为初裂拉应力相对的应变;σ_{tp}为极限拉应力;ε_{tp}为极限拉应力相对的拉应变;ε_{tu}为极限拉应变。

ECC受压本构计算方程为[26]:

$$\sigma_c=\begin{cases}E_c\varepsilon, & 0\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{ce}\\ \dfrac{f_c}{3}\left[1+4\left(\dfrac{\varepsilon-\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_{c0}-\varepsilon_{ce}}\right)-2\left(\dfrac{\varepsilon-\varepsilon_{ce}}{\varepsilon_{c0}-\varepsilon_{ce}}\right)^2\right], & \varepsilon_{ce}/3\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{c0}\\ f_c\left[1-\left(\dfrac{\varepsilon-\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cu}-\varepsilon_{co}}\right)^2\right], & \varepsilon_{c0}\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{cu}\end{cases}\tag{2}$$

$$\varepsilon_{c0}=\frac{5f_c}{3E_c},\varepsilon_{cu}=\frac{3G_c}{2f_ch}+\varepsilon_{c0},\varepsilon_{ce}=\frac{1}{3}\cdot\frac{f_c}{E_c}\tag{3}$$

式中 σ_c为ECC的受压应力;E_c为ECC的弹性模量;ε为ECC在受压应力状态下的应变;f_c为ECC的峰值抗压强度;ε_{c0}为f_c对应的应变;ε_{ce}为$\frac{1}{3}f_c$对应的应变,ε_{cu}为极限压应变;h为有限元模型单元特征长度,$h=\sqrt[3]{A}$,A为单元体积;G_c为受压断裂能。

本文根据Amrane等[27]提出的能量等价原理[28]提出了适用于有限元软件ABAQUS中CDP模型的ECC损伤因子的计算方法。根据损伤理论,将ECC的本构关系和能量等价原理[27]结合推导ECC损伤因子,得出损伤因子d_c,d_t的计算方法,并将该计算方法引入到有限元软件ABAQUS的CDP模型中,如下式所示:

$$d_k=1-\sqrt{\frac{\sigma_k}{E_0\varepsilon}},(k=t,c)\tag{4}$$

式中 σ_k为混凝土抗压或拉伸应力,单位为MPa;ε为总应变;d为损伤因子。

将带有损伤的应力-应变关系代入上述ECC本构模型中,可得出受拉损伤因子d_t和受压损伤因子d_c的方程:

$$d_t=\begin{cases}0, & 0\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{t0}\ \text{ or }\ \varepsilon_{tu}<\varepsilon\\ 1-\sqrt{\dfrac{\sigma_{t0}}{\varepsilon E_0}+\dfrac{(\sigma_{tp}-\sigma_{t0})(\varepsilon-\varepsilon_{t0})}{E_0(\varepsilon_{tp}-\varepsilon_{t0})\varepsilon}}, & \varepsilon_{t0}\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{tp}\\ 1-\sqrt{\dfrac{\sigma_{tp}\varepsilon_{tu}-\sigma_{tp}\varepsilon}{E_0(\varepsilon_{tu}-\varepsilon_{tp})\varepsilon}}, & \varepsilon_{tp}\leqslant\varepsilon\leqslant\varepsilon_{tu}\end{cases}\tag{5}$$

$$d_c=\begin{cases}0, & \varepsilon<\varepsilon_{ce}/3\\ 1-\sqrt{\dfrac{6f_c\varepsilon_{c0}\varepsilon-\varepsilon_{c0}^2f_c-3f_c\varepsilon^2}{2E\varepsilon\times\varepsilon_{c0}^2}}, & \varepsilon_{ce}/3\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{c0}\\ 1-\sqrt{\dfrac{3}{4}\times\dfrac{\varepsilon_{c0}^2f_c-3f_c\varepsilon^2+2f_c\varepsilon_{c0}\varepsilon}{E\varepsilon\times\varepsilon_{c0}^2}}, & \varepsilon_{c0}\leqslant\varepsilon<\varepsilon_{cu}\end{cases}\tag{6}$$

在单轴循环荷载下,Lee等[14]提出使用拉伸等效塑性应变$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$和压缩等效塑性应变$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$两个变量控制拉伸和压缩时混凝土的破坏变化。

拉伸等效塑性应变定义为:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}=\tilde{\varepsilon}_t^{ck}-\frac{d_t}{(1-d_t)}\frac{\sigma_t}{E_0}\tag{7}$$

压缩等效塑性应变定义为:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}=\tilde{\varepsilon}_c^{in}-\frac{d_c}{(1-d_c)}\frac{\sigma_c}{E_0}\tag{8}$$

式中 $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$和$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$分别为开裂应变和非弹性应变,$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}=\varepsilon_t-\frac{\sigma_t}{E_0}$,$\tilde{\varepsilon}_c^{in}=\varepsilon_c-\frac{\sigma_c}{E_0}$。

CDP模型中塑性参数膨胀角ψ是影响混凝土约束效应的重要参数，文献[14,29]认为纤维混凝土中膨胀角一般取值为30°～40°。偏心率e根据有限元软件ABAQUS中规定取默认值0.1即可。CDP模型中通过引入黏性参数υ来修正本构模型，黏性参数υ定义了材料的黏塑性规则，一般对于非动力分析，纤维混凝土可取υ=0.0005以提高数值计算的收敛性[29]。手册中规定初始等轴压缩屈服应力与初始单轴压缩屈服应力之比f_{b0}/f_{c0}取默认值1.16；拉伸子午面上与压缩子午面上的第二应力之比K手册中规定为$0.5<K\leqslant1.0$，一般取默认值0.667，并且对于纤维混凝土，同样取值0.667[29]。具体取值如表3所示。

表3　CDP模型中的黏塑性参数取值

Tab. 3　Visco-plastic parameters values in CDP model

ψ/(°)	e	υ	f_{b0}/f_{c0}	K
30	0.1	0.0005	1.16	0.667

2.2.2　钢筋模型

循环荷载下的节点模型中水泥基材料和钢筋之间的黏结滑移对计算结果影响较大。引入界面单元和黏结滑移模型需将钢筋与混凝土之间接触的部分全部用非线性弹簧连接，而钢筋与混凝土之间有很多节点，处理不方便、添加起来非常复杂。而QU[15]改进的滞回模型是一种考虑了钢筋和水泥基材料之间黏结滑移的钢筋模型，通过减弱钢筋的卸载刚度来代替钢筋与混凝土之间因黏结滑移效应而导致的刚度退化，不需引入界面单元。材料模型如图5所示。

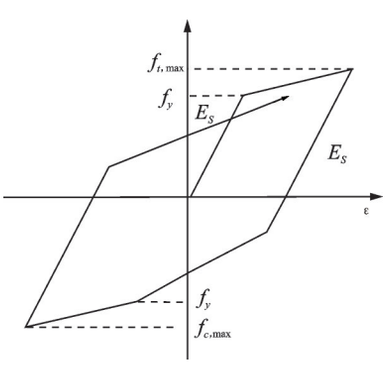


图5　QU[15]滞回钢筋模型

Fig. 5　QU[15] hysteretic reinforcement model

材料模型通过钢筋的初始弹性模量E_0、屈服强度f_y、硬化刚度与初始弹性模量的比值α来定义，本研究α取值0.001。由于本研究暂不关注钢筋与水泥基材料界面间应力发展的情况，所以在保证计算精度一致的情况下，选择QU[15]滞回钢筋模型计算效率更高。在有限元软件ABAQUS中使用Embedded约束命令将钢筋内置于混凝土单元内，且模型计算之前调用修正的钢筋本构模型。

2.2.3　边界条件及加载制度

实际框架节点中有2种边界加载方案[28,30]：(a)在柱端施加循环和轴向荷载，梁端垂直方向固定，符合实际结构中的受力状态；(b)在柱端施加轴向荷载，梁端施加循环荷载。该加载方案忽略了柱端产生位移时的P-Δ效应。由于本文以节点核心区为研究对象，并且杆端弯矩比、轴压比及长细比满足规范规定[10]，因此不须考虑P-Δ效应。

在T型节点中将梁底部设为固定端，在柱顶部施加恒定轴向力以控制轴压比，并在顶部施加横向循环荷载。十字型节点通过柱施加循环荷载以及恒定轴向力，柱底部采用不动铰支座，梁端反弯点提供竖向约束，柱顶采用滚轴支座。

本次采用荷载-位移控制加载方法，首先通过荷载控制，每级循环一次，按照10 kN递增。当节点达到屈服荷载时采用位移控制，每级循环2次，按照10 mm递增，一直到试件承载力下降到峰值的85%停止加载。加载制度如图6所示。

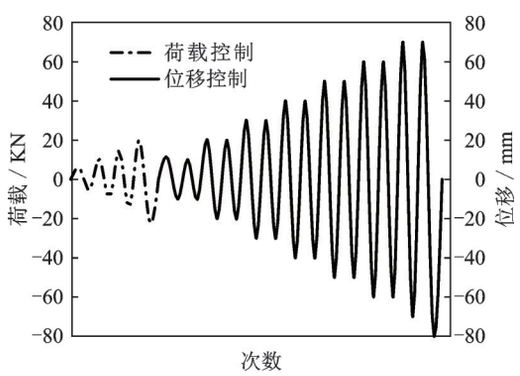


图6　加载制度

Fig. 6　Rule of loading

2.3　试验/模拟结果比较

为了验证有限元模型的可靠性，本文以Yuan等[12]研究的ECC框架节点(T型)和梁兴文等[13]研究的ECC框架节点(十字型)试验数据为基础，验证有限元模型的可靠性。

在CDP模型中引入刚度恢复因子(w_t,w_c)来描述水泥基材料在循环荷载作用下的刚度恢复和裂缝开闭现象。文献[31]表明，当混凝土处于压缩状态至受拉状态时，如果在受拉前已形成压缩微裂缝，混凝土的抗拉刚度恢复很小或不恢复。但当拉伸状态进入压缩状态时，压缩刚度可以随着裂纹的闭合而恢复。因此，本文不考虑混凝土抗拉刚度(w_t=0默认值)恢复，而考虑混凝土受压刚度恢复。李晓琴等[31]提出了一种w_c算法，该算法中w_c等于单位体积混凝土剩余断裂能g_{FR}与断裂能g_f之比的θ次方

($\theta \geqslant 1$)。

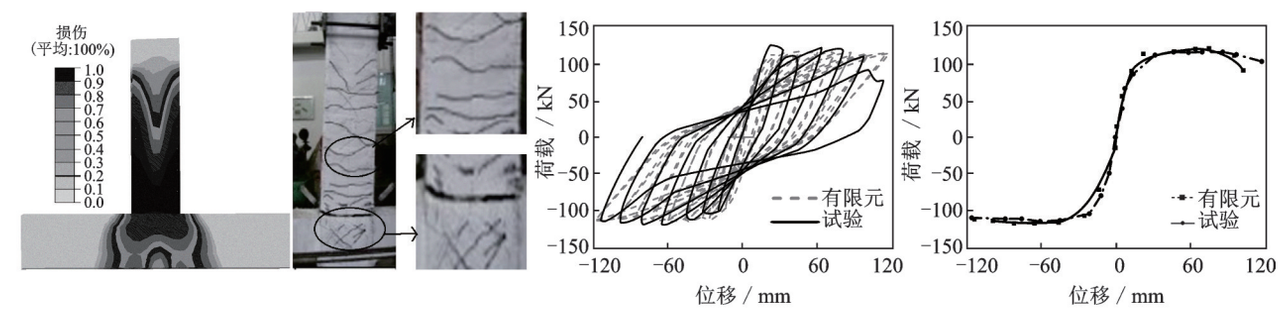
模拟结果(见表4)表明,T型节点滞回曲线由于考虑了ECC与钢筋之间的黏结滑移作用,与试验结果基本吻合,模拟峰值荷载为128.4 kN,试验为130.8 kN;模拟屈服位移为10.88 mm,试验为11.45 mm。十字型滞回曲线模拟峰值荷载为84.65 kN,试验为80.57 kN;模拟屈服位移为70.81 mm,试验为73.41 mm,均控制在误差5%以内。

表4 试验值与模拟值对比

Tab. 4 Comparison between test and simulation values

试件	峰值荷载/kN		误差/%	屈服位移/mm		误差/%	位移延性系数μ		误差/%
	试验	模拟		试验	模拟		试验	模拟	
S5	130.8	128.4	1.83	11.45	10.88	4.98	6.23	5.98	4.01
FRCJ4	80.57	84.65	4.81	23.45	22.31	4.86	4.47	4.35	2.69

试件S5与FRCJ4破坏形态分别如图7(a),(b)和8(a),(b)所示。S5裂缝主要分布在框架柱端及节点核心区域。可以看出有限元模型计算结果较好地模拟出试件裂缝分布情况,破坏区域集中在柱端,与试验结果基本相同。FRCJ4裂缝主要分布在节点核心区域,核心区域已完全破坏,从有限元模型计算结果中可以看出破坏主要在框架节点核心区,与试验结果基本一致。图中当框架节点受拉损伤d_t达到0.9及以上时框架节点核心区域完全破坏。

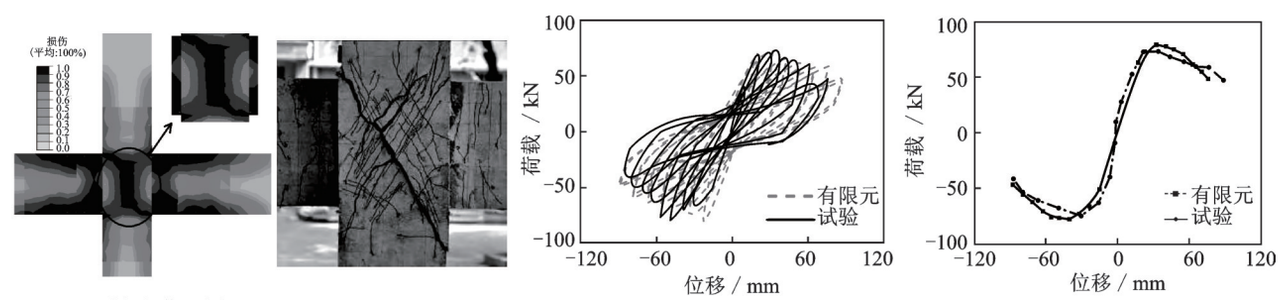


(a) S5受拉损伤云图 (b) S5试验照片 (c) 模拟与试验结果对比

(a) Tensile damage nephogram of S5 (b) Test photos of S5 (c) Comparison of simulation and test results

图7 S5框架节点验证

Fig. 7 Verification of S5 frame joint



(a) FRCJ4受拉损伤云图 (b) FRCJ4试验照片 (c) 模拟与试验结果对比

(a) Tensile damage nephogram of FRCJ4 (b) Test photos of FRCJ4 (c) Comparison of simulation and test results

图8 FRCJ4框架节点验证

Fig. 8 Verification of FRCJ4 frame joint

计算与试验的滞回曲线与骨架曲线分别如图7(c)和8(c)所示。计算所得的滞回曲线有明显的下降段,相对于试验结果较饱满,滞回环面积较大。试验中对梁端反弯点处提供竖向约束,水平方向会产生微小位移;有限元模型中梁端的约束较为理想,边界刚度较大,对试件的水平运动起到限制作用,使得初始刚度过大。虽然固定约束加强了试件梁端约束作用,但这种影响很小,不会对试验与模拟结果的位移、承载力及延性等性能产生太大影响,其误差均控制在5%以内,可以较好地与试验结果吻合。

综上,本研究采用的计算模型得到的结果与试验结果接近,说明该模型具有可靠性,能反映ECC框架节点在低周循环荷载下的受力行为。

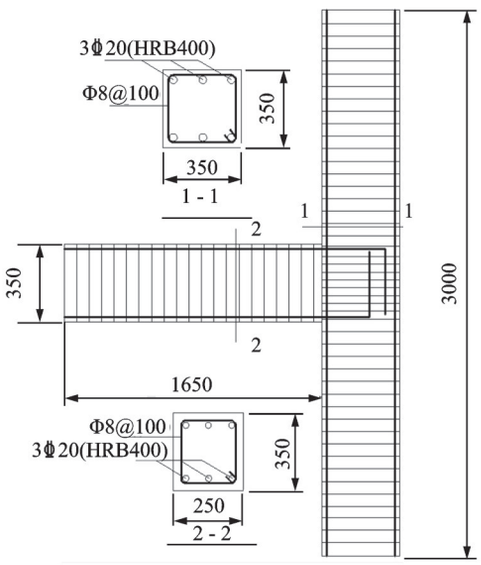
3 不同轴压比下ECC框架节点抗震性能分析

3.1 ECC框架节点模型设计及抗震模拟分析

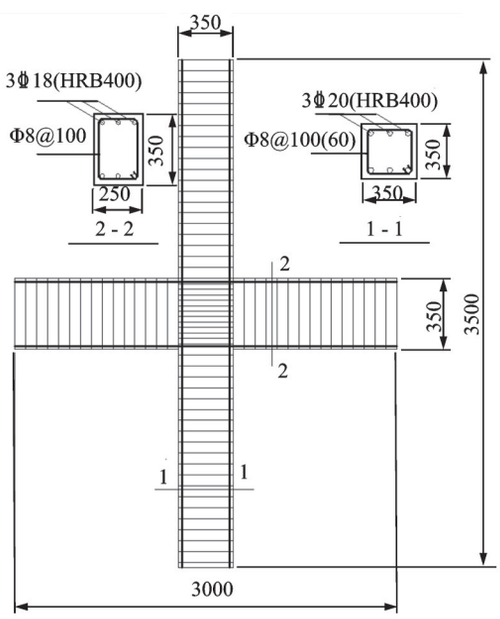
以常见的混凝土框架节点为原型进行设计,所

有节点均遵循“强柱弱梁”原则，并具体根据规范[10]进行设计，拟采用ECC替换节点整体区域混凝土做节点模型。本文研究2种框架节点模型，分别为T型节点及十字型节点。配筋及尺寸均根据规范[10]中的二级抗震等级框架节点的限值进行设计。

T型节点设计轴压比为n_d=0.3，0.5，0.7，0.9，编号分别为TJ1，TJ2，TJ3，TJ4。在核心处采用箍筋加密处理。十字型节点设计轴压比同样为n_d=0.3，0.5，0.7，0.9，编号分别为SJ1，SJ2，SJ3，SJ4。具体细节如图9所示。采用荷载-位移低周循环加载方式进行加载，加载制度同图6。



(a) TJ1~TJ4尺寸配筋图（单位：mm）
(a) Dimension and reinforcement diagram of TJ1~TJ4 (Unit: mm)



(b) SJ1~SJ4尺寸配筋图（单位：mm）
(b) Dimension and reinforcement diagram of SJ1~SJ4 (Unit: mm)

图9　模型尺寸配筋图
Fig. 9　Dimension and reinforcement diagram of model

根据混凝土结构设计规范[10]，本文基于设计轴力值N设计了4种轴压比（对应设计轴压比n_d）的T型和十字型框架节点试件，采用标准轴力值N_k（对应试验轴压比n_t）进行框架节点受力分析，即采用试验轴压比进行有限元计算。其中，设计和试验轴压比可根据下式[13]进行换算，试件TJ1～TJ4和SJ1～SJ4的参数如表5所示。

表5　试件TJ和SJ的参数

Tab. 5　Design parameters of TJ and SJ

节点编号	柱截面尺寸/mm	核心箍筋间距/mm	核心配箍率/%	试验轴压比	设计轴压比
TJ1	350×350	60	0.98	0.163	0.3
TJ2	350×350	60	0.98	0.273	0.5
TJ3	350×350	60	0.98	0.381	0.7
TJ4	350×350	60	0.98	0.490	0.9
SJ1	350×350	60	0.98	0.163	0.3
SJ2	350×350	60	0.98	0.273	0.5
SJ3	350×350	60	0.98	0.381	0.7
SJ4	350×350	60	0.98	0.490	0.9

$$n_d=\frac{1.4}{1-1.645\delta_c}n_t \tag{9}$$

式中　n_d为设计轴压比；n_t为试验轴压比；δ_c为混凝土强度变异系数，取0.144。

本文采用Li等[9]通过目标优化得到的ECC配合比，通过拉伸试验得到的试验数据。选用其中X3组，具体参数如表6所示。其ECC极限拉伸应变达到5.6%，抗拉强度达到3.5 MPa，受拉断裂能G_f达到5980.43 N/m。

表6　ECC材料参数[9]

Tab. 6　Material parameters of ECC[9]

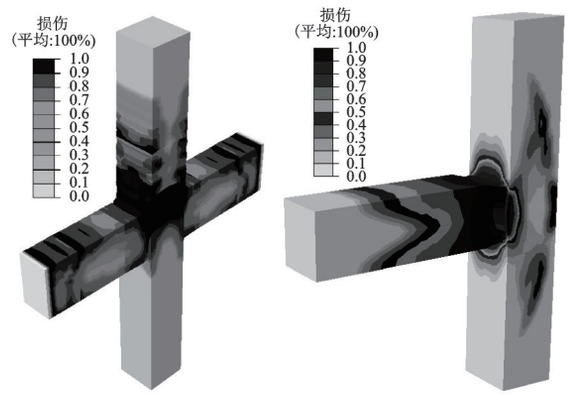
断裂能G_f/(N·m^{-1})	抗拉强度/MPa	极限拉应变/%
5980.43	3.5	5.6

3.2　不同轴压比下ECC节点抗震模拟结果

3.2.1　滞回曲线

通过计算得出了T型节点以及十字型节点模型的破坏形态。其中0.7轴压比下2种节点受拉损伤云图如图10所示。从图10中可以看出，十字型节点破坏主要集中在节点核心区和梁柱交界处；T型节点破坏主要集中在梁端及节点核心区与梁端交界处，其破坏形态均为延性破坏。

计算得到的滞回曲线如图11所示。在试件加载初期，节点模型处于弹性阶段，未达到屈服状态，卸载之后残余变形很小，滞回曲线基本为直线状态。



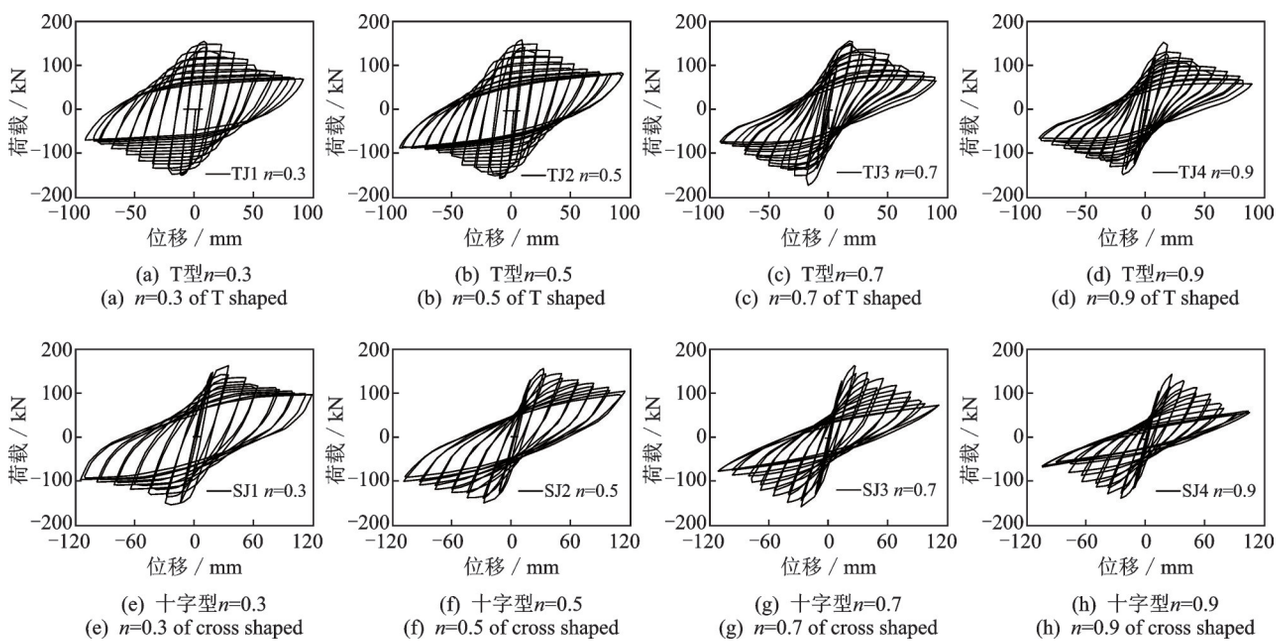
(a) SJ3受拉损伤云图 (b) TJ3受拉损伤云图

(a) Tensile damage nephogram of SJ3 (b) Tensile damage nephogram of TJ3

图10 0.7轴压比下受拉损伤云图

Fig. 10 Tensile damage nephogram under axial compression ratio of 0.7

当试件到达塑性阶段,开始产生残余应变,内部损伤开始累积,滞回曲线面积开始增大,耗能能力开始提升。随着轴压比的增加,两种框架节点的耗能能力开始下降,导致滞回环面积变小、不饱满,出现捏缩现象。低轴压比下滞回环饱满,耗能能力强,同一位移处循环曲线接近,刚度和强度退化较小。高轴压比下滞回环出现捏拢现象,是由于框架节点的抗剪变形产生的斜裂缝张合造成的,滞回环面积小,耗能较差。试件TJ1~TJ4的滞回环面积与轴压比呈负相关,并在0.7轴压比下梁端发生了严重的塑性变形,滞回环开始捏缩。随着轴压比的增大,试件SJ1~SJ4的框架梁端由于承受纵向循环荷载,梁端破坏较为严重,滞回环面积与轴压比呈负相关。同时SJ1~SJ4的滞回环在同一轴压比下没有TJ1~TJ4的滞回环面积大,说明T型节点的耗能能力要比十字型节点较好。



(a) T型n=0.3 (a) n=0.3 of T shaped

(b) T型n=0.5 (b) n=0.5 of T shaped

(c) T型n=0.7 (c) n=0.7 of T shaped

(d) T型n=0.9 (d) n=0.9 of T shaped

(e) 十字型n=0.3 (e) n=0.3 of cross shaped

(f) 十字型n=0.5 (f) n=0.5 of cross shaped

(g) 十字型n=0.7 (g) n=0.7 of cross shaped

(h) 十字型n=0.9 (h) n=0.9 of cross shaped

图11 试件TJ1~TJ4,SJ1~SJ4滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curve of TJ1~TJ4,SJ1~SJ4

3.2.2 骨架曲线

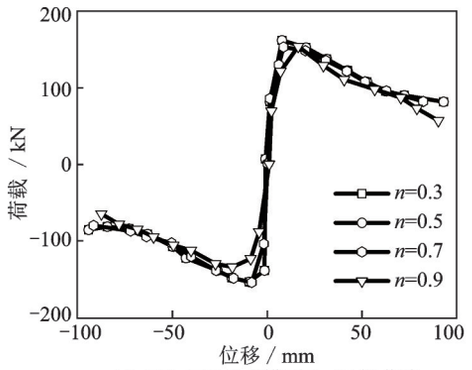
TJ1~TJ4,SJ1~SJ4的骨架曲线如图12所示,T型边节点循环荷载施加在框架柱端,更大的轴压比会施加给框架柱更大的轴向力,限制了柱端的部分位移,所以模型TJ1~TJ4到达峰值承载力较快,下降趋势比较平缓,强化阶段刚度变化不是很明显。只是不同轴压比下承载力和位移变化较显著。十字型节点循环荷载施加在柱端,框架柱端会产生较大位移,所以模型SJ1~SJ4相比于TJ1~TJ4到达峰值承载力的速度有所下降,到达峰值承载力之前会产生较大位移。由于框架节点在高轴压比下产生了较大的塑性变形,所以轴压比越大框架节点承载力下降越快,在轴压比较小时框架节点在强化阶段的刚度有较大提升。

3.3 ECC框架节点抗震性能分析

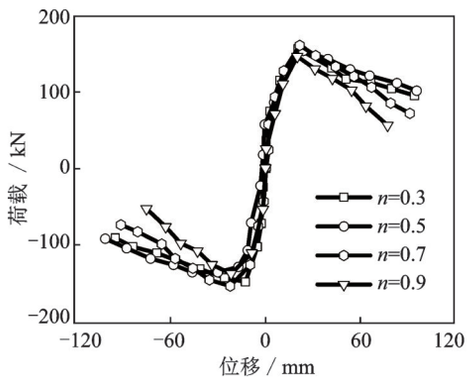
3.3.1 轴压比对ECC节点承载力和位移的影响

轴压比对T型及十字型ECC节点的承载力及位移的影响如图13所示。

模型TJ1~TJ4配筋和尺寸都相同,从图13(a),(b)可以看出,在轴压比为变量的情况下,轴压比在0.3~0.5之间峰值承载力随着轴压比的增大而增大,从154.6 kN提升到161.1 kN,提升1.45%。轴压比在0.5~0.9之间峰值承载力随着轴压比增大而减



(a) TJ1~TJ4节点模型P-Δ骨架曲线
(a) P-Δ skeleton curve of TJ1~TJ4 joints model



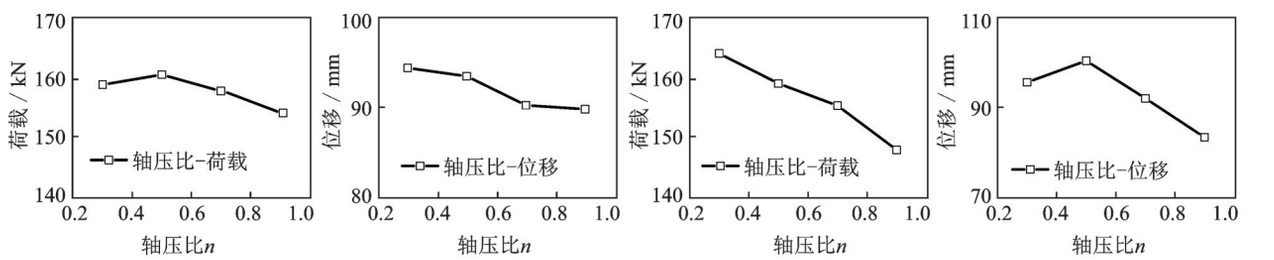
(b) SJ1~SJ4节点模型P-Δ骨架曲线
(b) P-Δ skeleton curve of SJ1~SJ4 joints model

图12　节点模型骨架曲线

Fig. 12　Skeleton curve of joints model

小，从161.1 kN下降到154.4 kN，降低4.16%。而极限位移一直随着轴压比增大而减小，在轴压比为0.3～0.9之间时，极限位移从92.9 mm下降到了89.8 mm，降低3.34%。说明轴压比在0.5左右时，试件的承载力较好，轴压比在0.3左右时，试件变形能力较好。综合承载力与极限位移表现情况，在0.5轴压比下T型边节点的抗震能力较好。

同样，从图13(c)，(d)可以看出，模型SJ1～SJ4在轴压比0.5时承载力及极限位移最大；在轴压比为0.3～0.5时承载力从158.8 kN上升到163.69 kN，提高3.08%。极限位移在0.3～0.5轴压比之间为递增状态，位移从97.6 mm上升到102.4 mm，提升4.92%。而轴压比在0.5～0.9之间极限位移为递减状态，从102.4 mm下降到83.4 mm，降低18.56%。综合说明在0.5轴压比下十字型节点的抗震能力较好。十字型节点发生柱端弯曲破坏，从计算结果中可以看出位移和承载力在0.5轴压比附近出现峰值。其主要原因就是2种框架节点在框架中所处的位置不同，随着轴压比变化在循环荷载下节点核心区域传力机理产生变化，导致承载力与位移变化规律略有不同，抗震性能存在差异。



(a) TJ1~TJ4轴压比-荷载图
(a) Axial compression ratio-load diagram of TJ~TJ4
(b) TJ1~TJ4 轴压比-位移图
(b) Axial compression ratio-displacement diagram of TJ~TJ4
(c) SJ1~SJ4轴压比-荷载图
(c) Axial compression ratio-load diagram of SJ~SJ4
(d) SJ1~SJ4轴压比-位移图
(d) Axial compression ratio-displacement diagram of SJ~SJ4

图13　节点模型轴压比-位移/荷载图

Fig. 13　Diagram of axial compression ratio, displacement or load of joints model

3.3.2　耗能能力分析

构件的耗能能力是评价抗震性能的一个重要指标，本次使用等效黏滞阻尼系数与累计耗能评价8个模型的耗能能力。其等效黏滞阻尼系数计算公式可以表示为[23]：

$$\xi=\frac{1}{2\pi}\cdot\frac{S(ABE+EFA)}{S(OBC+OFG)} \tag{10}$$

等效黏滞阻尼系数计算示意图如图14所示；模型TJ1～TJ4，SJ1～SJ4的等效黏滞阻尼系数与累计耗能变化如图15所示。从图15中可以看出，所有试件的位移和等效黏滞阻尼系数成正比，模型通过塑性变形而耗散的能量呈正相关，滞回环面积不断增大、饱满。所有模型的等效黏滞阻尼系数与累计耗能随着轴压比的增大而降低，但在0.5轴压比下两种节点的耗能能力比其他轴压比下高。且在同一轴压比下T型节点相比于十字型节点耗能能力要高。在0.3～0.9轴压比下T型节点相比于十字型节点的等效黏滞阻尼系数ξ分别增长了25.7%，35.6%，15.4%和6.3%；累计耗能分别增长了27.2%，33.6%，14.6%和5.3%。可以看出，两种方法的计算结果大致相同，并且T型节点的耗能能力在0.5轴压比下与十字型节点相差最大。

3.3.3　刚度退化分析

构件的塑性变形、裂缝情况等可以用刚度退化来表示。模型中引入损伤因子，可以较好地模拟出模型的刚度退化情况。本次采用割线刚度K_i表示ECC框架节点的刚度退化，计算公式为[23]：

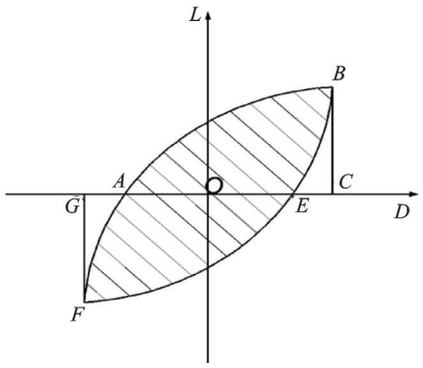
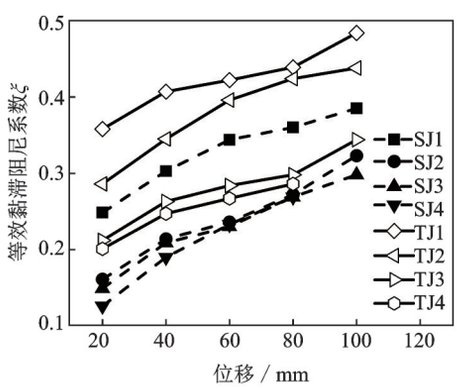


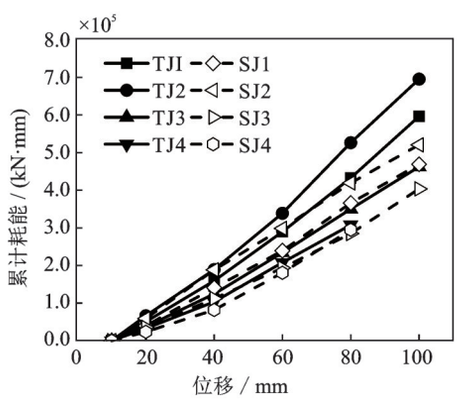
图 14 等效黏滞阻尼系数ξ计算示意图

Fig. 14 Calculation diagram of the equivalent viscous damping coefficient ξ



(a) 等效黏滞阻尼系数ξ与位移变化曲线

(a) Variation curve between the equivalent viscous damping coefficient ξ and displacement



(b) 累计耗能与位移变化曲线

(b) Variation curve between the total energy consumption and displacement

图 15 等效黏滞阻尼系数与累计耗能

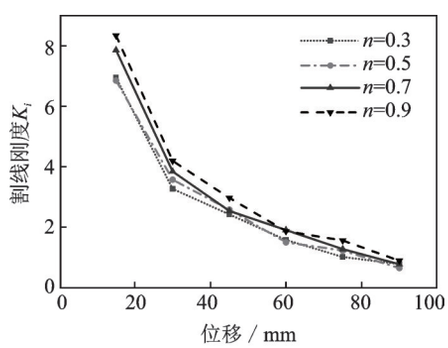
Fig. 15 Equivalent viscous damping coefficient and total energy consumption

$$K_i=\frac{\left|+P_i\right|+\left|-P_i\right|}{\left|+\Delta_i\right|+\left|-\Delta_i\right|} \tag{11}$$

式中 K_i表示第i次循环荷载下的割线刚度；$\pm P_i$表示第i次循环荷载下的正、负方向下的峰值荷载；$\pm\Delta_i$表示第i次循环荷载下的正、负方向下的峰值位移。

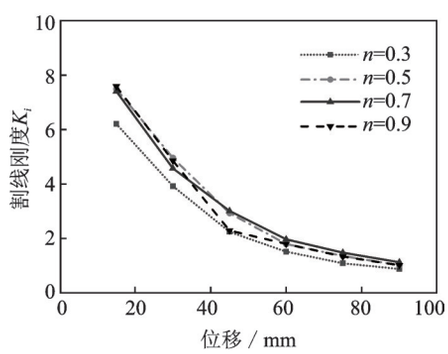
T 型和十字型节点的刚度退化曲线如图 16 所示。由图 16(a)可知，T 型框架节点初始刚度较大，达到了 6.84～8.34 kN/mm。ECC 产生细微裂缝并与钢筋之间产生滑移现象，使得刚度退化较为明显，框架节点屈服以后刚度退化逐步减小，并无刚度突变出现。随着轴压比增大，T 型框架节点延性和承载力降低，导致模型 TJ1～TJ2 相比于 TJ3～TJ4 初始刚度小。

由图 16(b)可知，十字型框架节点初始刚度相对于 T 型节点较小，最大只达到了 0.3 轴压比下的 5.87 kN/mm，比 T 型节点降低 29.6%，并且刚度退化较为平缓。在随着轴压比的增大，初始刚度开始降低，但变化趋势并无明显差异。由于十字型节点柱端压弯破坏较 T 型节点梁端弯曲破坏严重，所以 T 型节点的整体刚度退化情况相比于十字型节点好。



(a) TJ1~TJ4刚度退化曲线

(a) Stiffness degradation curve of TJ1~TJ4



(b) SJ1~SJ4刚度退化曲线

(b) Stiffness degradation curve of SJ1~SJ4

图 16 节点模型刚度退化曲线

Fig. 16 Stiffness degradation curve of joints model

3.3.4 位移延性系数μ的分析

常用位移延性系数μ评价构件延性性能。本文采取国内外常用位移延性系数的计算方法[23]，用极限位移Δu和屈服位移Δy的比值进行计算。计算示意图如图 17 所示，计算公式可表示为：

$$\mu=\frac{\Delta u}{\Delta y} \tag{12}$$

式中 Δu为极限位移，取正负方向极限荷载下降到 85% 时对应的位移；Δy为屈服位移，取正负方向极限荷载的 75% 时对应的位移。

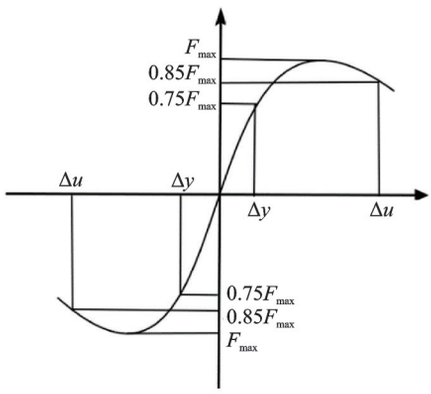


图17　位移延性系数μ计算示意图

Fig. 17　Calculation diagram of displacement ductility coefficient μ

由于施加了很大的轴向力，框架柱产生的位移很小，导致T型边节点试件TJ4位移延性系数最小，从表7中可以看出，TJ1，TJ2，TJ3相比于TJ4位移延性系数分别增长了69.1%，98.9%，45.4%。十字型节点中SJ4位移延性系数最小，SJ1，SJ2，SJ3相比于SJ4位移延性系数分别增长了51.8%，20.3%，14.2%。由于ECC的高延性的特点，8个框架节点μ全部大于2.9。但由于在高轴压比下T型框架节点发生了严重的梁端弯曲破坏，导致框架节点梁端产生了严重的塑性变形，所以在三级抗震等级下轴压比要严格小于0.9。十字型节点在0.7～0.9轴压比下框架柱端发生了严重的柱端压弯破坏，由于框架柱端既承受水平循环荷载，又承受轴向荷载，导致框架节点承载力大幅度下降，在地震作用下会使框架结构抗坍塌能力下降，建议设计轴压比对2种类型ECC框架节点均应控制在0.3～0.7之间。

表7　各模型位移延性系数

Tab. 7　Displacement ductility coefficient of each model

试件编号	极限位移/mm			屈服位移/mm			位移延性系数μ
	正向	负向	均值	正向	负向	均值	
TJ1	33.5	29.5	31.5	7.6	5.2	6.4	4.92
TJ2	32.1	29.3	30.7	5.7	4.9	5.3	5.79
TJ3	36.5	32.1	34.3	7.2	8.9	8.1	4.23
TJ4	31.2	27.5	29.4	11.2	8.9	10.1	2.91
SJ1	44.1	44.2	44.2	11.2	12.5	11.9	3.74
SJ2	41.6	38.5	41.1	9.1	7.9	8.5	4.72
SJ3	46.2	46.4	46.3	12.2	13.9	13.1	3.55
SJ4	31.0	31.2	31.1	10.6	9.5	10.1	3.11

4　结　论

(1)两种常见的T型和十字型ECC框架节点在设计轴压比(0.3～0.9)之间位移延性系数μ随着轴压比提升而下降。

(2)T型ECC节点在轴压比为0.5时出现了峰值承载力与位移延性系数的极值点，但极限位移始终与轴压比呈负相关。且当轴压比达到0.9时，构件延性已经不能满足节点抗震的基本要求。

(3)十字型ECC节点的峰值承载力、位移延性系数以及极限位移均在轴压比为0.5时出现了极值点。在一定范围内增大轴压比(0.3～0.5)可以使得十字型框架节点承载力提升，但过大的轴压比会降低构件延性。

(4)T型与十字型框架节点的耗能能力特征值，即等效黏滞阻尼系数ξ，随着轴压比(0.3～0.9)增大而下降，T型节点ξ比十字型节点增长约6.3%～35.6%，T型节点的耗能能力要优于十字型节点。轴压比对2种框架节点的刚度退化影响较小，T型节点的初始刚度为6.84～8.34 kN/mm，十字型的初始刚度为5.87～6.56 kN/mm，T型节点在屈服前的刚度退化较十字型节点严重，耐损伤能力相比十字型节点较差。

(5)两种节点均在设计轴压比为0.7时发生了界限破坏，为保证构件具有一定的抗倒塌能力以及在地震作用下发生延性破坏，超出弹性极限仍具有足够变形能力，本文建议2种二级抗震等级下的ECC框架节点设计轴压比均应控制在0.3～0.7之间，且不应超出0.9。并且2种ECC框架节点的延性、耗能及刚度退化在0.5轴压比下出现最优值(轴压比为0.3～0.9时)。因此，本文建议在不影响结构设计的情况下将ECC框架节点的设计轴压比控制在0.5时抗震性能可处于较优状态。

参考文献：

[1]　王振，郭晓云，郭絮絮，等. RC框架结构典型震害及抗震性能研究[J]. 工程抗震与加固改造，2018，40(2)：79-86.
Wang Zhen，Guo Xiaoyun，Guo Xuxu，et al. A review on seismic damage and behavior of RC frame structure [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting，2018，40(2)：79-86.

[2]　Hall J. Northridge earthquake preliminary reconnaissance report[R]. Earthquake Engineering Research Institute，1994：94-101.

[3]　孙治国，王东升，李宏男，等. 汶川地震钢筋混凝土框架震害及震后修复建议[J]. 自然灾害学报，2010，19(4)：114-123.
Sun Zhiguo，Wang Dongsheng，Li Hongnan. et al. Damage inbestigation of RC frames in Wenchuan earth-

quake and suggestions for post-earthquake rehabilitation [J]. Journal of Natural Disasters, 2010, 19 (4): 114-123.

[4] Kamogawa M, Ofuruton H, Ohtsuki Y H. Earthquake light: 1995 Kobe earthquake in Japan[J]. Atmospheric Research, 2005, 76(1-4): 438-444.

[5] Khaled A, Ayman S M, Mohamed A S. Experimental evaluation of seismic performance of interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites[J]. Engineering Structures, 2019, 196: 109308.

[6] Prota A, Nanni A, Manfredi G, et al. Selective upgrade of underdesigned reinforced beam-column joints using carbon fiber-reinforced concrete[J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(5): 699-707.

[7] 鞠彦忠, 李春雨, 王德弘. 活性粉末混凝土(RPC)梁柱节点抗震性能非线性有限元分析[J]. 应用基础与工程科学学报, 2015, 23(5): 932-941.
Ju Yanzhong, Li Chunyu, Wang Dehong. Nonlinear finite element analysis for seismic performance of reactive powder concrete (RPC) beam-column joints[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2015, 23(5): 932-941.

[8] Li V C. Tailoring ECC for special attributes: a review [J]. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2012, 6(3): 135-144.

[9] Li X Q, Yang X, Ding Z D, et al. ECC design based on uniform design test method and alternating conditional expectation[J]. Mathematical Problems in Engineering, 2019: 1-14.

[10] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Design code for concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2010.

[11] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

[12] Yuan F, Pan J L, Xu Z, et al. A comparison of engineered cementitious composites versus normal concrete in beam-column joints under reversed cyclic loading[J]. Materials and Structures, 2013, 46(1-2): 145-159.

[13] 梁兴文, 王英俊, 邢朋涛, 等. 局部采用纤维增强混凝土梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2016, 33(4): 67-76.
Liang Xingwen, Wang Yingjun, Xing Pengtao, et al. Experimental study on seismic performance of beam-column joints with fiber-reinforced concrete in joint core and plastic hinge zone of beam and column end[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(4): 67-76.

[14] Lee J, Fenves G L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998, 124(8): 892-900.

[15] QU Z. Predicting nonlinear response of an RC bridge piersubject to shake table motions[C]. Tokyo: Proc. 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering, 2010: 1717-1724.

[16] 梁岩, 李杰, 罗小勇, 等. 基于性能的耐久性损伤RC构件时变抗震设计方法研究[J]. 振动与冲击, 2018, 37(3): 112-118.
Liang Yan, Li Jie, Luo Xiaoyong, et al. Performance-based time-varying aseismic design method for durability damaged RC members[J]. Journal of Vibration and Shock, 2018, 37(3): 112-118.

[17] 陈嵘, 雷俊卿. 变轴力钢筋混凝土墩柱抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2017, 36(18): 131-139.
Chen Rong, Lei Junqing. Experimental investigations of the seismic behavior of RC bridge piers under variable axial load[J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(18): 131-139.

[18] 傅剑平, 张川, 陈滔, 等. 钢筋混凝土抗震框架节点受力机理及轴压比影响的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 67-77.
Fu Jianping, Zhang Chuan, Chen Tao, et al. Experimental investigation of shear mechanism and effect of axial-compression ratio on joints in earthquake-resistant reinforced concrete frames[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(3): 67-77.

[19] 赵黄娟. 钢筋混凝土框架边节点梁柱组合体的抗震性能研究[D]. 山东: 烟台大学, 2013.
Zhao Huangjuan. Study on seismic behavior of reinforced concrete frame beam column combination with side joints[D]. Shandong: Yantai University, 2013.

[20] 窦祖融, 王怡, 薛伟辰. 低周反复荷载下装配整体式混凝土框架边节点的抗震性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2010, 27(2): 61-66.
Dou Zurong, Wang Yi, Xue Weichen. Seismic performance of precast monolithic concrete frame exterior connections under low cyclic loading[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2010, 27(2): 61-66.

[21] Liang X W, Lu T T. Seismic evaluation of engineered cementitious composites beam-column-slab subassemblies with various column-to-beam flexural strength ratios[J]. Structural Concrete, 2018, 19(3): 735-746.

[22] Yuan F, Pan J L, Leung Christopher K Y. Elastoplastic time history analysis of reinforced engineered cementitious composite or engineered cementitious composite-concrete composite frame under earthquake action[J]. Advances in Structural Engineering, 2017, 20(4): 491-503.

[23] 汪梦甫, 张旭. 高轴压比下PVA-ECC柱抗震性能试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2017, 44

(5)：1-9.
Wang Mengfu, Zhang Xu. Experimental study on seismic performance of PVA-ECC columns with high axial load ratio[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2017, 44(5): 1-9.

[24] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京：东南大学出版社, 1989: 279-280.
Tang Jiuru. Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Joints[M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989: 279-280.

[25] Meng D, Huang T, Zhang Y X, et al. Mechanical behaviour of a polyvinyl alcohol fiber reinforced engineered cementitious composite (PVA-ECC) using localingredients[J]. Construction and Building Materials, 2017, 141: 259-270.

[26] Feenstra. P H, Rots J G, Amesen A, et al. A 3D constitutive model for concrete based on corotational concept[C]. Proceedings of the EURO-C 1998 Conference on Computational Modelling of Concrete Structures, 1998, 13-22.

[27] Amrane M N, Sidoroff F. Residual modal energy evaluating of fatigue damaged composite structure [J]. Mechanika, 2011, 17(1): 45-49.

[28] Yang H, Zhao W T, Zhu Z Z, et al. Seismic behavior comparison of reinforced concrete interior beam-column joints based on different loading methods[J]. Engineering Structures, 2018, 166: 31-45.

[29] 池寅，黄乐，余敏. 基于ABAQUS的钢-聚丙烯混杂纤维混凝土损伤塑性本构模型取值方法研究[J]. 工程力学, 2017, 34(12): 131-142.
Chi Yin, Huang Le, Yu Min. Calibration method of damage plasticity model for steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete based on ABAQUS [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(12): 131-142.

[30] 袁继雄. 框架梁柱节点性能研究之测试方法与边界条件的分析[D]. 汕头：汕头大学, 2008.
Yuan Jixiong. Analysis of testing method and boundary condition of beam-to-column joint behaviour in frame [D]. Shantou: Shantou University, 2008.

[31] 李晓琴，张田. 循环荷载下混凝土开裂-闭合行为计算方法研究[J]. 振动与冲击, 2021, 40(9): 254-263.
LI Xiaoqin, ZHANG Tian. Calculation method of cracking-closing behaviour of concrete under cyclic loading[J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(9): 254-263.

Axial compression ratio effects to the seismic behaviour of different ECC frame joints

LI Xiao-qin[1], *DING Jie*[1], *ZHANG Tian*[1,2], *ZHANG Tian-qing*[3]

(1.Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China; 2.Midas IT China Co. Ltd., Kunming 650501, China;
3.China Construction Second Engineering Bureau Co. Ltd., Kunming 650500, China)

Abstract: It is pointed out that the axial compression ratio is the main factor affecting the displacement ductility coefficient μ of frame joints. Taking the seismic performance test of T shaped and cross shaped ECC frame joints as the prototypes, the calculation model of frame joints is established based on the CDP model in the finite element software ABAQUS, and the reliability of the calculation simulation has been verified by comparing with the test results. Based on this, the calculation models of ECC frame joints with axial compression ratio of 0.3, 0.5, 0.7 and 0.9 are established to study the influence of axial compression ratio n on seismic performance of different types of ECC joints. The results show that: the axial compression ratio has a significant impact on the seismic performance of ECC frame joints; the energy dissipation capacity, stiffness degradation and displacement ductility coefficient of T shaped and cross shaped joints are negatively correlated with the axial compression ratio (0.5～0.9), and the failure mode is ductile failure; while under the same axial compression ratio (0.3～0.7) and loading history, the seismic performance of T shaped joints is better than that of cross shaped, and the displacement ductility coefficient μ increases by 4.1%～35.1%. In order to ensure the seismic performance of ECC frame joints, it is suggested that the axial compression ratio should be controlled at about 0.5.

Key words: frame joint; seismic performance; ECC; axial compression ratio; numerical analysis

作者简介：李晓琴(1983—)，女，副教授。电话：13668727792；E-mail：Xiaoqin.Li@foxmail.com。