

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.097



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



角钢耗能自复位混凝土框架节点的耗能性能

贺成¹, 简斌², 吴昕², 吴盼²

(1. 东莞市大业施工图审查有限公司, 广东 东莞 523000; 2. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:提出角钢耗能自复位混凝土框架设计方法,建立节点的有限元数值模型,并试验验证其有效性。对抗弯承载力比 φ_{des} 预应力筋不同的节点进行模拟分析,研究其在地震作用下的自复位性能、耗能能力和材料损伤等性能指标。为提高该类节点耗能能力,通过改变角钢竖肢螺杆标距做进一步研究。结果表明:角钢耗能节点具有良好的自复位性能,但耗能能力不足;减小抗弯承载力比 φ_{des} ,自复位能力降低、残余变形加大,但耗能能力增强。与混合连接节点相比,应当降低节点抗弯承载力比 φ_{des} 的最低取值,以弥补其耗能能力的不足。角钢竖肢塑性变形是节点的主要耗能方式,且集中在竖肢的螺栓孔高度和竖肢转角位置;减小竖肢螺杆标距,且保持材料其他参数不变,将导致抗弯承载力比 φ_{des} 减小、截面抗弯承载力提高,节点耗能能力将随之增强。

关键词:混凝土框架;自复位节点;角钢耗能;数值模拟;抗震性能

中图分类号:TU377.9 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(2023)03-0090-09

Energy dissipation performance of self-centering concrete frame joint with energy-dissipation angle steel

HE Cheng¹, JIAN Bin², WU Xin², WU Pan²

(1. Dongguan Daye Construction Drawings Review Co., Ltd., Dongguan 523000, Guangdong, P. R. China;
2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: Design method was proposed for self-centering concrete frame joints with energy-dissipation angle steel in this study. Finite element numerical model was established and its validity was verified by experiments. After the joints with different prestressed moment capacity ratios φ_{des} were simulated, the energy dissipation capacity, self-centering performance and material damage under earthquake were studied. Changing the screw gauge distance of angle vertical leg, the measures to improve its energy-consumption capacity were further explored. The results show that the angle energy-consuming joints have perfect self-centering performance, but the energy consuming capacity is slightly insufficient. As the value of φ_{des} decreases, the residual deformation increases and the self-centering ability decreases, but the energy dissipation capacity increases. Therefore,

收稿日期:2021-03-05

基金项目:国家自然科学基金(51878100)

作者简介:贺成(1982-),男,高级工程师,主要从事混凝土结构研究,E-mail:2638084759@qq.com。

简斌(通信作者),男,博士,教授,E-mail:jianbin0215@163.com。

Received: 2021-03-05

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 51878100)

Author brief: HE Cheng (1982-), senior engineer, research interest: concrete structure, E-mail: 2638084759@qq.com.

JIAN Bin (corresponding author), PhD, professor, E-mail: jianbin0215@163.com.

compared with the hybrid connection joint, the minimum φ_{des} value of joint should be appropriately reduced to make up for its insufficient energy dissipation. The plastic deformation of the angle vertical leg is the main energy dissipation mode of the joint, concentrating on the height of the bolt hole and the turning of the vertical leg. If the distance between the vertical screws is reduced and the other material parameters keeps constant, it will lead to decrease in φ_{des} values, increase of the bending capacity of the section and growth of the energy dissipation capacity of the joint.

Keywords: concrete frame; self-centering joint; energy-dissipation of angle steel; numerical simulation; seismic performance

近年来,装配式混凝土框架节点得到广泛研究^[1]。其中,“混合连接节点”是在美日合作研发项目(简称PRESS)中提出的一种抗震性能良好的预制装配式节点,该节点在梁柱连接面同时配置无粘结预应力筋和耗能普通钢筋,因而具有良好的自复位和耗能性能^[2-4]。

混合连接节点虽然具有良好的抗震性能,但也存在耗能钢筋施工和震后修复不便等不足。蔡小宁等^[5-6]提出了一种在预制梁端设置顶底耗能角钢替代普通耗能钢筋的自复位预制混凝土框架节点,研究表明:该类节点自复位性能较混合连接节点好,残余变形率仅在4.2%~10.4%之间;但采用顶底耗能角钢替代普通耗能钢筋后,其耗能能力明显降低,等效黏滞阻尼系数 h_c 约为0.07~0.11。吕西林等^[7]进行的振动台试验表明,角钢耗能自复位框架抗震性能和震后自复位能力均表现良好,震后基本无残余变形,但大震下耗能能力不足。张晨^[8]设计了梁端顶部角钢下部带牛腿的预应力预制装配节点,其拟静力试验结果同样表明,节点自恢复性能良好,但等效黏滞阻尼系数 h_c 平均值仅为0.086。

在文献[5]提出的顶底角钢耗能自复位节点基本形式中,采用梁端顶底耗能角钢替代混合连接节点中的普通耗能钢筋,无粘结预应力筋保持沿梁截面中心直线布置。笔者以这种形式的角钢耗能自复位混凝土框架节点为研究对象,在现有研究基础上,提出其设计方法和步骤。针对节点存在的耗能不足问题,重点研究预应力筋抗弯承载力比 φ_{des} (预应力筋承担弯矩占整个截面抗弯承载力的比值)对节点耗能的影响规律,提出降低 φ_{des} 的下限值,以提高节点耗能性能的建议,并对竖肢螺杆标距对节点耗能影响的机理进行研究,为其进一步应用奠定基础。

1 角钢耗能节点设计方法

基于PRESS项目成果^[9],提出角钢耗能节点框架设计方法:

1) 设定梁、柱构件材料强度等级、截面尺寸。

2) 采用现浇框架结构内力计算方法进行各工况下的内力计算,并按中国现行标准进行荷载和内力组合,得到框架梁、柱各控制截面的设计值。

3) 按照中国现行标准完成除梁柱接合面之外的框架梁、柱和节点核心区的配筋设计。

4) 根据层间位移角限值和梁柱接合面的弯矩设计值,确定梁柱接合面上耗能角钢、预应力筋和耗能钢筋配置等。

由此可见,与传统现浇框架设计相比,角钢耗能节点框架的主要区别在于步骤4)。参考简斌等^[10]改进的混合连接节点设计方法和已有的相关研究成果^[5-6],提出步骤4)的具体设计方法:

1) 确定梁柱接合面耗能角钢、预应力筋及耗能钢筋材料。

2) 确定梁柱接合面最大相对转角 θ_l 。首先,根据中国相关标准确定罕遇地震水准下最大层间位移角限值 θ_d ,通常取为1/50。然后,由 θ_d 得到梁柱接合面对应的最大相对转角 θ_l ^[11]。

$$\theta_l = \frac{\theta_d}{(1 - h_c/L)} \quad (1)$$

式中: L 为梁跨度; h_c 为柱截面高度。

3) 确定预应力筋所承担的弯矩。梁柱接合面弯矩设计值为 M_{des} ,给定预应力筋抗弯承载力比 φ_{des} 某一取值,则预应力筋所承担的弯矩 $M_{prs,des}$ 为

$$M_{prs,des} = \varphi_{des} M_{des} \quad (2)$$

4) 确定预应力筋面积。初始假设混凝土受压区合力点距最外侧受压纤维的距离为 $0.05h$,则等效矩形受压区高度 x 为 $0.1h$ 。预应力筋面积 A_p 则可由平衡条件得到

$$A_p = \frac{2M_{pr,des}}{(h-x)f_{py}} \quad (3)$$

式中: h 为梁截面高度; f_{py} 为预应力筋抗拉强度设计值。

5) 当梁柱结合面转角达到 θ_L 时, 计算预应力筋伸长量 Δ_{prs} 、应变增量 $\Delta\epsilon_{prs}$ 和最终应力 f_{prs} 。根据平截面假定, 各参数的计算公式为

$$\Delta_{prs} = \theta_L \left[(h/2) - x/\beta_1 \right] \quad (4)$$

$$\Delta\epsilon_{prs} = \Delta_{prs}/L_{prs} \quad (5)$$

$$f_{prs} = f_{pi} + E_p \epsilon_{prs} \quad (6)$$

式中: β_1 为等效矩形受压区高度系数; f_{pi} 为预应力筋初始应力; L_{prs} 为无粘结区段长度; E_p 为预应力筋弹性模量。

6) 确定耗能角钢参数。耗能角钢参数包括角钢长度 l_a 、角钢厚度 t_a 、角钢竖肢(与柱侧相连)螺杆标距 l_g 等。在初始计算时, 不考虑受压角钢的作用, 仅考虑受拉角钢所提供的轴向拉力, 数值上等于角钢的屈服荷载 V_p , 计算公式为^[12]

$$\frac{l_{g2}}{t_a} \left(\frac{V_p}{V_{a0}} \right) + \left(\frac{V_p}{V_{a0}} \right)^4 = 1 \quad (7)$$

$$V_{a0} = f_{ay} l_a t_a / 2 \quad (8)$$

式中: f_{ay} 为角钢的屈服强度设计值; V_{a0} 为角钢的纯剪切抵抗力; l_{g2} 为角钢竖肢螺母的下边缘到角钢起弧点之间的距离。

7) 确定混凝土受压区的合力 F_c 和受压区高度 x 。计算简图如图1所示。

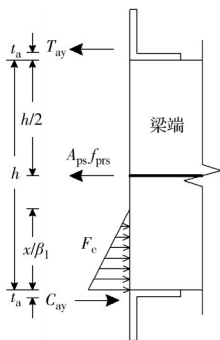


图1 梁端受力示意图

Fig. 1 Schematic diagram of the force on beam end

$$F_c = A_{ps} f_{prs} + T_{ay} - C_{ay} \quad (9)$$

$$x = \frac{F_c}{a_1 f_c b} \quad (10)$$

$$T_{ay} = V_p \quad (11)$$

$$C_{ay} = 0.1 f_{ay} l_a t_a \leq C_a \quad (12)$$

式中: C_{ay} 为受压角钢竖肢提供的轴力; T_{ay} 为受拉角钢竖肢提供的轴力; C_a 为角钢与梁面发生相对滑移时产生的摩擦力。

当高度 x 不满足步骤4) 的假定, 则调整 x 的取值, 重复步骤4)~步骤7), 进行循环计算, 直到 x 值满足收敛条件(收敛条件取前后两次 x 计算误差小于 $0.001h$, 各算例均能很快达到收敛)。

8) 计算梁柱结合面的抗弯承载力 M_{pr} 。

$$M_{prs} = A_{ps} \cdot f_{prs} \left(\frac{h-x}{2} \right) \quad (13)$$

$$M_{at} = T_{ay} \left(h - \frac{x}{2} + t_a \right) \quad (14)$$

$$M_{ac} = C_{ay} \left(\frac{x}{2} + t_a \right) \quad (15)$$

$$M_{pr} = M_{prs} + M_{at} + M_{ac} \quad (16)$$

式中: M_{at} 和 M_{ac} 分别为受拉、受压角钢的弯矩。然后, 验算 M_{pr} 是否满足设计要求, 若 M_{pr} 大于 M_{des} 且偏差小于收敛判定值, 则进入下一步骤。否则, 返回步骤6), 重新调整角钢相关参数, 直至满足。

9) 梁柱结合面抗剪验算。梁柱结合面的抗剪承载力 V_n 由顶底角钢和预应力筋的预压力来提供^[6], 计算公式为

$$V_n = \mu_f A_{ps} f_{pi} + 2\mu_a P_a \quad (17)$$

式中: μ_f 为梁柱结合面处的摩擦系数; μ_a 为柱内垫板与角钢竖肢之间的摩擦系数; P_a 为角钢竖肢高强螺栓的设计预拉力。

10) 自复位检查。若 φ_{des} 不小于 0.45, 根据 ACI 550.3-13 相关规定和本研究最后结果, 框架可以满足自复位需求。若 φ_{des} 小于 0.45, 则需要验算梁柱结合面在相对转角为零的最终状态时是否满足 $M_{pr,0} > M_{st,0} + M_{sc,0}$ 的要求; 如验算结果不能满足, 返回步骤3), 并增大 φ_{des} 取值, 重复步骤3)~步骤10), 直至满足为止。

2 角钢耗能节点算例设计

算例取自一榀3跨5层规则平面框架的第3层边节点, 框架梁、柱截面尺寸如图2所示。连接节点混凝土强度等级为 C40, 普通钢筋筋筋为 HRB400 级、箍筋为 HPB300 级、预应力筋为 1860 级钢绞线。角钢采用 10.9 级 M20 摩擦型高强度螺栓、Q345 等肢角钢(角钢长度等于梁宽)。首先, 采用角钢耗能节点框架结构设计方法计算得到节点梁柱结合面弯矩设计值 $M_{des} = 319.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。然后, 采用角钢耗

能节点梁柱接合面配筋设计方法进行耗能角钢节点连接设计。

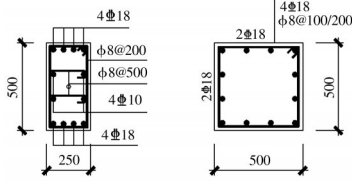


图 2 构件配筋详图(单位:mm)

Fig. 2 Detail diagram of component reinforcement (Unit: mm)

在耗能角钢节点连接设计中,预应力筋抗弯承载力比 φ_{des} 对节点抗震性能起关键作用,随着 φ_{des} 的降低,耗能能力提高、自复位性能降低。已有研究表明,虽然角钢耗能节点耗能不足,但自复位性能很好^[5-8]。因此,将 φ_{des} 的最低取值由混合连接节点的 0.5~0.55 降低到 0.45,各算例中 φ_{des} 分别取为 0.6、0.55、0.5、0.45,目的在于适度降低自复位性能以换取更大的耗能能力;预应力筋初始应力仍取为 $0.5f_{ptk}$ 。

算例分析的加载装置如图 3 所示,相关设计参数见表 1 和图 4。其中,节点角钢的竖肢螺杆标距 l_g 为螺栓中心至角钢水平边的距离,均为 90 mm。 $l_{g2} = l_g - \omega/2 - k_a$, k_a 为角钢起弧点至角钢水平边的距离, ω 为螺帽宽度。

表 1 角钢耗能节点相关设计参数

Table 1 Related design parameters of AS joints

算例编号	φ_{des}	A_p/mm^2	t_a/mm	$M_{pr}/(kN\cdot m)$
AS-045	0.45	750	18	334.5
AS-050	0.50	800	17	331.0
AS-055	0.55	920	16	328.2
AS-060	0.60	1 130	15	328.4

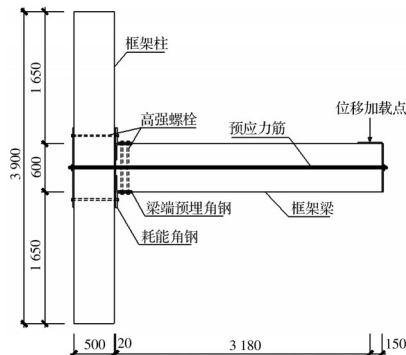


图 3 算例节点示意图(单位:mm)

Fig. 3 Schematic diagram of the example joint (Unit: mm)

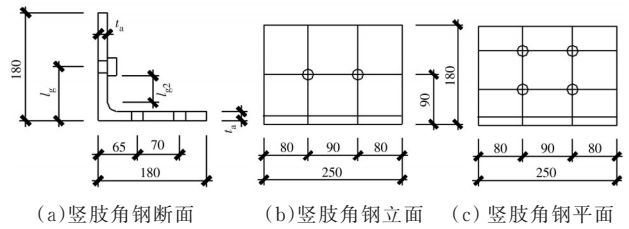


图 4 L180x180 角钢尺寸及螺栓位置(单位:mm)

Fig. 4 Size and bolt location of L180x180 angle steel (Unit: mm)

3 数值模型的建立和验证

3.1 建立数值分析模型

采用 Abaqus 有限元软件建立数值分析模型,角钢、螺栓、垫板和混凝土(含灌浆料)均采用 C3D8R 实体减缩积分单元,普通钢筋和预应力筋均采用 T3D2 线性三维桁架单元。混凝土采用塑性损伤模型,其应力-应变本构关系根据中国现行混凝土结构设计规范计算确定;钢筋、角钢、螺栓应力-应变本构关系均采用双斜线模型,取第 1 阶段为线弹性关系,硬化阶段的斜率取为弹性阶段斜率的 1%;预应力筋采用线弹性本构模型。材料强度均采用平均值计算。

梁、柱截面采用耦合约束模块和面面接触模块进行描述,以模拟梁柱接合面的开裂现象;通过耦合约束模块对预应力筋进行约束,以模拟预应力筋仅沿其线型切线方向自由变形;采用等效降温法模拟预应力筋张拉。采用 Bolt Load(螺栓荷载)为螺栓施加预紧力;通过硬接触模块定义垫板与螺母之间的摩擦力。

3.2 数值模型的验证

以蔡小宁^[6]角钢耗能节点试验为对象进行模拟对比分析,以确认本研究模型的有效性。模拟试验节点简称 PTED 节点,其节点组成和加载装置与图 3 一致。

与试验结果对比分析表明,采用的数值模型能够正确反映节点的受力特点,满足研究需要。其中,与试验结果对比,两节点在最后一个加载循环中等效黏滞阻尼系数的相对误差分别为 6.69% 和 5.60%;正负两个加载方向上的残余变形率相对误差绝对值的均值在 17% 以内,这一误差相对较大,是因为残余变形率自身很小,其试验值仅在 3.1%~6.25% 之间。

4 角钢耗能节点的抗震性能分析

4.1 算例数值模型

建立各算例数值模型,并采用图 3 所示的梁端位移加载方式(全程位移控制)进行双向变幅等幅混合加载,以体现地震对梁柱组合体试件的影响效应。经计算,得到各加载分级对应的层间位移角和位移幅值如表 2 所示。其中,小震反应谱上输入 0.46 的放大系数^[13],得到中震下层间位移角。每级加载重复 2 次, θ 为层间位移角, Δ 是梁端竖向力作用点对应的竖向位移。

表 2 位移加载分级

Table 2 Load displacement classifications			
加载分级	θ	Δ /mm	备注
1	1/602	5.73	小震
2	1/209	16.49	中震
3	1/100	34.50	
4	1/80	43.13	大震
5	1/67	51.75	
6	1/50	69.00	倒塌

4.2 模拟计算结果及分析

4.2.1 滞回曲线 计算所得 $P-\Delta$ 滞回曲线如图 5 所示。

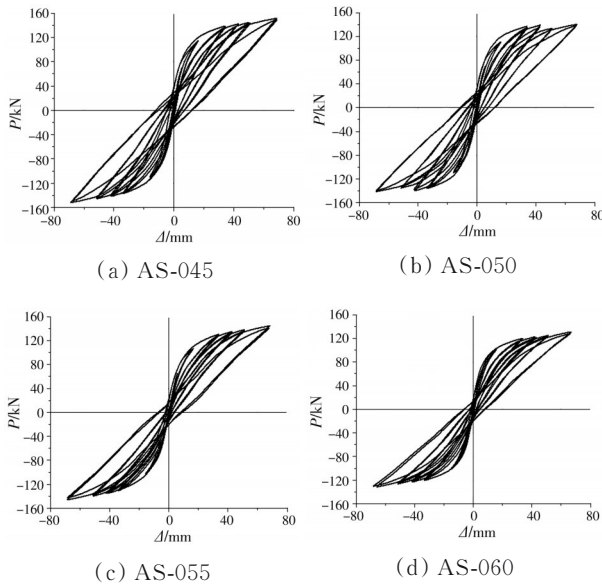


图 5 节点 $P-\Delta$ 滞回曲线

Fig. 5 $P-\Delta$ hysteretic curves of each joint

由图 5 可见,在加载前期,滞回曲线均处于近似弹性状态;但随着梁柱接合面开裂和裂缝发展,塑性变形增大,加载刚度明显降低,卸载刚度则变化

不大。随着加载位移幅值的进一步加大,滞回环面积增大,总体呈不饱满的“梭形”;随着 φ_{des} 取值减小,滞回环面积增大,残余变形也进一步加大。

在达到最大层间位移角对应的位移 69 mm 时,梁端所施加的竖向荷载仍保持缓慢增长趋势,且随着 φ_{des} 减小,节点极限承载力有所提高。

4.2.2 耗能能力 图 6 为各级位移下第一个滞回环的耗能面积 S ,图 7 为等效黏滞阻尼系数 h_e 。由图 6 和图 7 可见,随着加载位移的增大,节点耗能能力逐步增强。随 φ_{des} 增大,节点耗能能力逐渐减弱,当 φ_{des} 由 0.45 提高到 0.6 时,最大加载位移时的黏滞阻尼系数 h_e 从 0.10 减小至 0.07。根据美国规范 ACI 374.1-05^[14],当框架层间位移角大于 0.035 时,其阻尼系数不小于 1/8 即为满足耗能需求。参照文献[14]的要求,同时考虑到最大位移加载层间位移角仅为 0.02,由图 7 所示曲线发展趋势可以推定,当 φ_{des} 取值为 0.45 左右时,节点耗能能力基本满足要求;当 φ_{des} 较大时,节点耗能能力仍显不足。

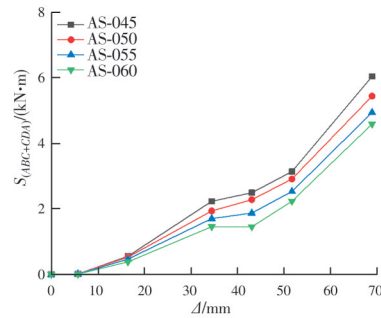


图 6 节点的单周耗能图

Fig. 6 Single-cycle energy consumption of each joint

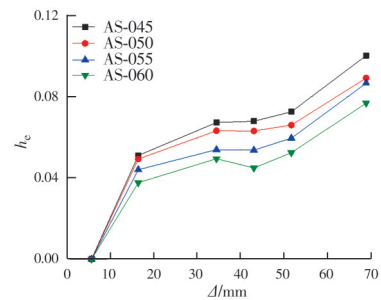


图 7 节点的黏滞阻尼系数

Fig. 7 Viscous damping factors of each joint

4.2.3 残余变形 为合理评价节点震后的可靠性,将节点残余变形换算成残余层间位移角 θ_r ,然后依据相关鉴定标准^[15]对结构进行使用性和安全性评定。

评定结果表明,各算例在大震下安全性等级均为 A_u 、使用性等级均为 A_s ,表明大震后节点残余层间位移角很小,不必采取措施即能满足安全性和使用性要求。 φ_{des} 取0.45时,残余变形最大,但其最大位移加载下的残余层间位移角评级为 B_u ,即可不采取处理措施^[16]。对比相同 φ_{des} 取值的混合连接节点,其残余变形明显较大^[16]。由此可见,由于角钢耗能节点较混合连接节点具有更好的自复位性能,故可以适当降低 φ_{des} 取值(混合连接节点 φ_{des} 通常取为0.55),以换取更好的耗能能力。综合图7所示耗能能力需求趋势和本节自复位的良好表现,建议 φ_{des} 的最低取值为0.4~0.45。

4.2.4 材料损伤

1) 混凝土

仅梁端混凝土出现损伤。将混凝土划分为约束区混凝土(箍筋范围内)和非约束区混凝土(钢筋保护层),分别计算对应极限压应变时的受压损伤因子 D_c 。经计算,得到保护层非约束区 D_c 限值为0.707,箍筋约束区混凝土 D_c 限值为0.901^[16]。当保护层非约束区 D_c 达到0.707时,该部分混凝土将受压破坏、脱落;当箍筋约束区 D_c 达到0.901时,该部分混凝土也将受压破坏。

图8为在最大加载位移($\theta=1/50$)时节点AS-055混凝土的受压损伤云图。由图可见,混凝土受压损伤集中在梁端上下部,从角钢横肢(与梁面相连)处沿梁轴向向跨中扩散。分析结果表明,在最大加载位移时,各算例节点仅保护层混凝土出现受压破坏,而约束区混凝土始终没有出现破坏。随着 φ_{des} 的增大,节点受压损伤的程度和范围减小。

2) 角钢

在最大加载位移时,AS-055角钢竖肢背面的等效塑性应变(PEEQ)云图如图9所示,等效塑性应变代表整个加载过程中所产生的塑性应变的累加值。

角钢竖肢转角和竖肢螺孔下边缘塑性变形较大,其中螺孔正下方的竖肢转角处变形更明显,损伤最严重。此外,螺杆未见明显损伤。

AS-055角钢竖肢 Mises 应力分布云图如图10所示,图中灰色代表单元应力已超过钢材屈服强度。研究结果表明,竖肢屈服应力首先出现在竖肢螺栓孔下边缘和竖肢螺栓孔正下方的竖肢与水平转角处;随着位移的增加,该两处屈服应力除相向发展外,还各自水平向两侧发展。 φ_{des} 增大,损伤范

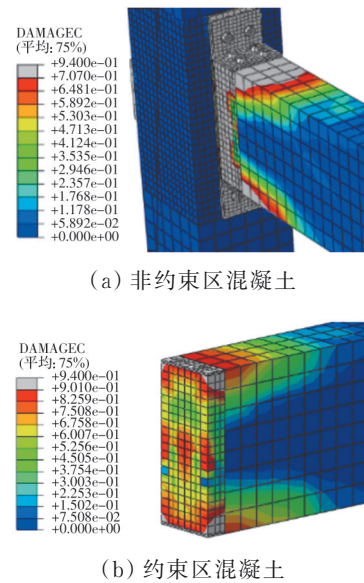


图8 AS-055混凝土受压损伤云图($\theta=1/50$)

Fig. 8 Cloud diagram of concrete compression damage of AS-055($\theta=1/50$)

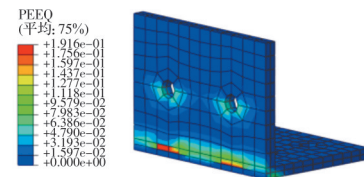


图9 AS-055角钢等效塑性应变

Fig. 9 Equivalent plastic strain of AS-055 angle steel

围、程度减小。

3) 预应力筋

当算例中 φ_{des} 取值由0.45增大到0.6时,预应力筋最大应力由1179 MPa降低到954 MPa,均未超过钢绞线的抗拉强度设计值 $f_{py}=1320$ MPa,且富余较大。因此,采用该设计方法,有效预拉力将不产生明显损失。

5 竖肢螺杆标距对节点抗震性能的影响

5.1 补充算例说明

由式(7)可知,角钢厚度 t_a 和角钢竖肢螺母的下边缘到角钢起弧点之间的距离 l_{g2} 是影响角钢屈服荷载 V_p 的两个主要因素。为进一步研究提高该类节点耗能能力的措施,在算例节点AS-050的基础上,保持预应力筋面积、初始有效预应力及 t_a 等不变,仅改变 l_{g2} ,即改变 l_g 取值(l_{g2} 与 l_g 存在一一对应关系),建立补充算例。补充算例节点简称为AS-lg节

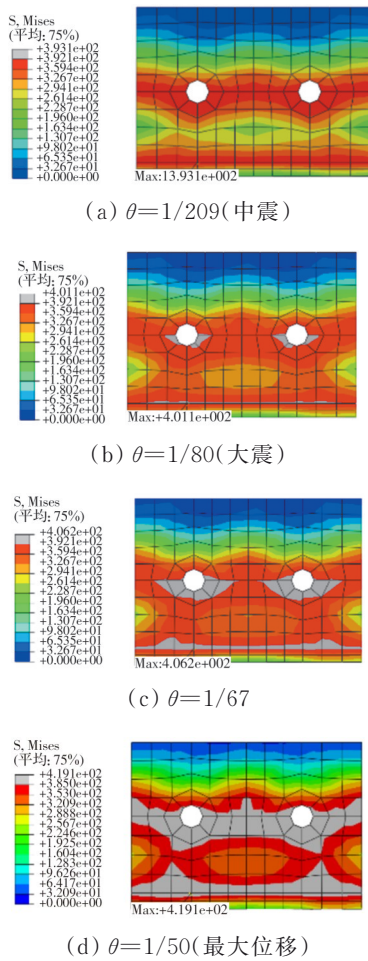


图 10 AS-055 节点角钢竖肢的应力云图

Fig. 10 Stress cloud diagram in angle vertical leg of AS-055

点,其中 AS-Ig90 即为原算例节点 AS-050,相关参数如表 3、图 4 所示。

表 3 AS-Ig 节点相关设计参数

Table 3 Related design parameters of AS-Ig joints

试件编号	A_p / mm^2	t_a / mm	l_g / mm	$M_{pr} / \text{kN}\cdot\text{m}$	φ_{des}
AS-Ig80	800	17	80	361.1	0.444
AS-Ig90	800	17	90	331.0	0.499
AS-Ig100	800	17	100	311.3	0.547

5.2 抗震性能分析

图 11 为补充算例 AS-Ig 节点的骨架曲线,表 4 和图 12 为各位移幅值下的等效黏滞阻尼系数 h_e 及其变化曲线,残余变形 Δ_r 及相应的残余变形率 μ_r ,见表 5。

分析结果表明: AS-Ig 节点保持 A_p 、 t_a 不变,当 l_g 减小时,将导致 φ_{des} 值减小和梁柱接合面的抗弯承

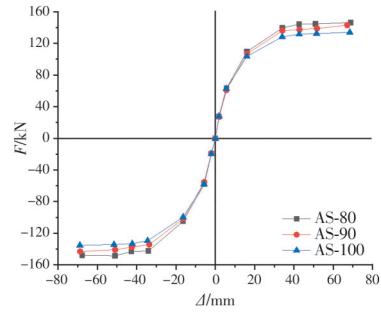


图 11 AS-Ig 节点的骨架曲线

Fig. 11 Skeleton curve of AS-Ig joints

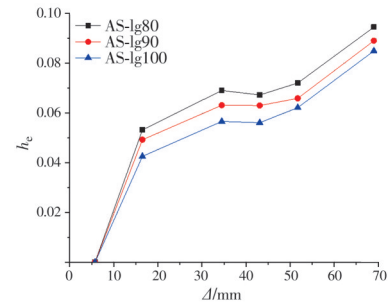


图 12 AS-Ig 节点黏滞阻尼系数

Fig. 12 Viscous damping factors of AS-Ig joints

表 4 AS-Ig 节点的等效黏滞阻尼系数

Table 4 Equivalent viscous damping coefficient of AS-Ig joints

位移幅值	AS-Ig90	AS-Ig80		AS-Ig100	
		h_e	增幅/%	h_e	增幅/%
1/209	0.049	0.053	8.01	0.043	-13.53
1/100	0.063	0.069	9.50	0.057	-10.26
1/80	0.063	0.067	6.72	0.056	-10.97
1/67	0.066	0.072	9.37	0.062	-5.69
1/50	0.089	0.095	6.18	0.085	-4.58

表 5 AS-Ig 节点的残余变形

Table 5 Residual deformation of AS-Ig joints

算例编号	中震位移		大震位移		最大位移	
	Δ_r / mm	$\mu_r / \%$	Δ_r / mm	$\mu_r / \%$	Δ_r / mm	$\mu_r / \%$
AS-Ig80	2.72	16.48	4.49	10.41	13.70	19.86
AS-Ig90	2.51	15.21	4.07	9.44	12.28	17.80
AS-Ig100	2.15	13.03	3.37	7.81	11.47	16.62

载力 M_{pr} 提高,相同位移水平下的耗能明显增加,残余变形也有所增大。由此可见,在其他参数不变的情况下,减小 l_g ,其实质是降低了 φ_{des} 的取值,提高了承载能力 M_{pr} ,从而获得相对更好的耗能能力。

5.3 角钢应力云图分析

在不同位移幅值下,AS-Ig80、AS-Ig100 角钢竖

肢的 Mises 应力云图见图 13,灰色代表单元应力已超出钢材屈服应力。

初始阶段,竖肢上的最大应力集中在螺栓孔高度和竖肢转角位置;增加位移,屈服范围沿角钢长度方向扩展,并从螺孔下边缘向竖肢转角处延伸。角钢最

大应力未超过角钢极限强度平均值,且富余较多。

算例 AS-lg80 和 AS-lg100 对比分析结果表明:减小 l_g ,角钢竖肢应变增大,进而屈服和强化更早、范围更大,这也是减小 l_g 可以提高耗能能力的主要原因。

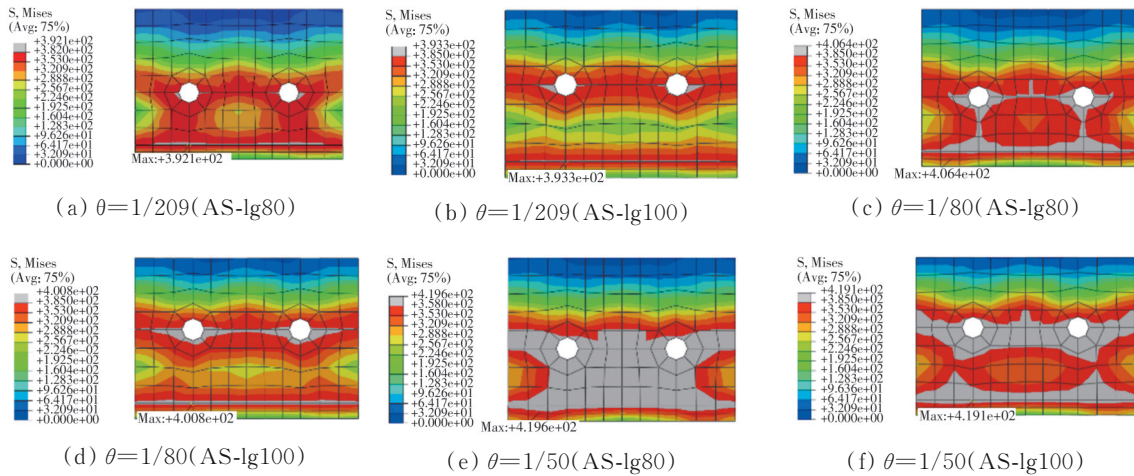


图 13 角钢竖肢应力云图

Fig. 13 Stress cloud diagram of angle steel vertical leg

6 结论

1)角钢耗能节点较混合连接节点明显具有更好的自复位性能,但耗能能力不足。减小 φ_{des} ,自复位能力降低、残余变形加大,但耗能能力增强。因此,应放宽角钢耗能节点 φ_{des} 取值的下限值,在满足自复位需求的同时,弥补其耗能能力的不足,建议将 φ_{des} 下限值取为 0.4~0.45。

2)角钢竖肢的塑性变形是节点的主要耗能方式,且主要集中在竖肢螺栓孔高度和竖肢转角位置。在大震作用下,框架梁端混凝土保护层受压破坏、脱落,核心区混凝土未见破坏。

3)减小角钢竖肢螺杆标距 l_g ,且保持材料其他参数不变,将导致 φ_{des} 减小、截面抗弯承载力提高。在同一位移水平下,角钢塑性应变更大,屈服或强化更早、范围更广,可增强耗能能力。

参考文献

[1] 吴刚,冯德成.装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2): 1-16.
WU G, FENG D C. Research progress on fundamental performance of precast concrete frame beam-to-column connections [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(2): 1-16. (in Chinese)

[2] STANTON J, STONE W C, CHEOK G S. A hybrid reinforced precast frame for seismic regions [J]. PCI Journal, 1997, 42(2): 20-23.
[3] YOOPRASERTCHAI E, WARNITCHAI P. An application of precast hybrid moment-resisting frames for seismic improvement [J]. Magazine of Concrete Research, 2016, 68(20): 1051-1069.
[4] FAN J J, WU G, CAO Y. Seismic behaviour of a precast prestressed beam-column joint with energy dissipation bars [J]. Magazine of Concrete Research, 2020, 72(7): 365-378.
[5] 蔡小宁,孟少平,孙巍巍.自复位预制框架边节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(12): 29-37.
CAI X N, MENG S P, SUN W W. Experimental study on behaviors of beam-column connections for self-centering post-tensioned precast frame [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(12): 29-37. (in Chinese)
[6] 蔡小宁. 新型预应力预制混凝土框架结构抗震能力及设计方法研究[D].南京:东南大学, 2012.
CAI X N. Study on seismic capacity and design method of prestressed precast concrete frame [D]. Nanjing: Southeast University, 2012. (in Chinese)
[7] 吕西林,崔晔,刘兢兢.自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(1): 19-26.
LU X L, CUI Y, LIU J J. Shaking table test of a self-centering reinforced concrete frame [J]. Journal of

- Building Structures, 2014, 35(1): 19-26. (in Chinese)
- [8] 张晨. 后张无黏结混合装配式预应力混凝土框架抗震性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2017.
- ZHANG C. Study on seismic capacity of unbonded post-tensioned hybrid precast concrete frame [D]. Nanjing: Southeast University, 2017. (in Chinese)
- [9] STANTON J F, NAKAKI S D. PRESSS vol. 3-09—design guidelines for precast concrete seismic structural systems [R]. Precast/Prestressed Concrete Institute, 2002.
- [10] 简斌, 刘冲, 蔡露. 混合连接自复位框架结构抗震性能研究[J]. 工业建筑, 2019, 49(11): 43-51.
- JIAN B, LIU C, QI L. Research on the seismic behavior of self-centering frame with the hybrid connection [J]. Industrial Construction, 2019, 49(11): 43-51. (in Chinese)
- [11] PAMPANIN S, NIGEL PRIESTLEY M J, SRITHARAN S. Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2001, 5(3): 329-367.
- [12] 蔡小宁, 孟少平, 孙巍巍, 等. 顶底角钢连接半刚性钢结构抗震性能数值分析[J]. 工程力学, 2012, 29(7): 124-129, 146.
- CAI X N, MENG S P, SUN W W, et al. Numerical analysis for seismic behavior of semi-rigid steel beam-to-column connection with top-and-seat angles [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(7): 124-129, 146. (in Chinese)
- [13] 杨莹. 三水准三阶段建筑抗震设计必要性及方法探讨[D]. 重庆: 重庆大学, 2009.
- YANG Y. Discussion on the necessity and implementation method of three-level three-phase seismic design for building structure [D]. Chongqing: Chongqing University, 2009. (in Chinese)
- [14] Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary: ACI 374.1-05 (R2014) [S]. Farmington Hills: American Concrete Institute Committee, 2014.
- [15] 民用建筑可靠性鉴定标准: GB 50292—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Standard for appraisal of reliability of civil buildings: GB 50292—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [16] 吴昕. 基于角钢耗能的自复位节点抗震性能分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2020.
- WU X. Seismic performance analysis of self-centering joint based on energy consumption of angle steel [D]. Chongqing: Chongqing University, 2020. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)