

# 梁柱斜交节点单肢弧形角钢滞回性能研究

龚富涛, 孙国华\*, 黎智琴

(苏州科技大学 土木工程学院, 江苏 苏州 215011)

**摘要:** 为研究梁柱斜交顶底角钢节点中单肢弧形角钢的滞回性能, 文中共设计制作了6个系列37个单肢弧形角钢试件, 重点考虑了角度、角钢厚度、角钢圆弧半径、柱肢长度、加劲肋厚度及加劲肋形式对其滞回性能的影响; 并采用有限元软件ABAQUS对该角钢试件进行了数值模拟, 系统分析了相关参数对单肢弧形角钢初始刚度、屈服后刚度、屈服承载力、破坏模式、耗能能力等性能的影响。在GARLOCK等提出的单肢直角钢恢复力模型的基础上, 提出了单肢弧形角钢的恢复力模型。分析结果表明: 加劲肋的设置改变了单肢弧形角钢的屈服模式, 未设置加劲肋的单肢弧形角钢在角钢圆弧的中间部位、柱肢连接高强螺栓边缘处形成了两条塑性铰线; 设置加劲肋的单肢弧形角钢分别在柱肢加劲肋两侧和角钢圆弧中间部位形成了塑性铰线; 角度对钝角角钢力学性能的影响显著大于对锐角角钢力学性能的影响, 增大角钢厚度、减少柱肢长度、增设加劲肋等措施均可提高单肢弧形角钢的初始刚度、屈服承载力和耗能能力, 其余参数影响相对较小; 基于理论分析给出了带肋和未设置加劲肋的单肢弧形角钢的初始刚度、屈服后刚度、屈服承载力的理论计算公式, 构建的斜向单肢弧形角钢恢复力模型能有效预估其滞回特征, 具有较高的计算精度, 可用于此类节点的工程设计中。

**关键词:** 单肢弧形角钢; 斜交连接; 初始刚度; 屈服承载力; 有限元分析; 恢复力模型; 滞回性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)09-0027-13

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240417001

## Hysteretic Behavior of Single Arc Angle in Sloped Beam-to-Column Connection

GONG Futao, SUN Guohua\*, LI Zhiqin

(School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

\*Corresponding author: sungh-529@163.com

**Abstract:** In order to study the hysteretic behavior of single arc angle in the sloped top-bottom angle beam-to-column connection, a total of 37 specimens of 6 series single arc angles were designed, and the related parameters of angle, angle thickness, arc radius of angle steel, column limb length, stiffener thickness, stiffener type were considered. The finite element software of ABAQUS was adopted for numerical simulation, and the influence of related parameters on the initial stiffness, post-yield stiffness, yield strength, failure mode and energy dissipation capacity of single arc angle were systematically analyzed. Based on the angle restoring force model proposed by GARLOCK et al, the macro restoring force model of single arc angle was developed in the current study. The analytical results show that the employment of stiffener changed the failure mode of single arc angle. For the single arc angle without

收稿日期: 2024-04-17

基金项目: 国家自然科学基金(51578355, 52378173)

作者简介:

龚富涛(1994—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构抗震方面的研究。E-mail: 1039233009@qq.com。

通信作者:

孙国华(1978—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构抗震方面的研究。E-mail: sungh-529@163.com。

stiffener, two plastic hinge lines occurred at the middle region of the arc location and the edge region of high-strength bolt connected column limb. For the stiffener angle with stiffener, the plastic hinge lines developed between the two sides of stiffener and the middle region of the arc location. The influence of angle parameter on the mechanical behavior of obtuse-angled single arc angle was larger than that of acute-angled single arc angle. Increasing the angle thickness, reducing the length of column limb and adding stiffener could improve the initial stiffness, yield bearing capacity and energy dissipation capacity of single arc angle, and the influence of other parameters was relatively small. Based on the theoretical analysis, the calculation formulas of initial stiffness, post-yield stiffness and yield bearing capacity of single arc angle with and without stiffener were proposed. The proposed restoring force model of sloped single arc angle can effectively predict its hysteretic behavior with enough accuracy, and it can be used for engineering design and analysis of this type of sloped beam-to-column connection.

**Keywords:** single arc angle; sloped connection; initial stiffness; yield capacity; finite element analysis; restoring force model; hysteretic behavior

全球范围内历次强烈地震均造成惨重的人员伤亡与财产损失,研发并应用可显著降低震害风险的新型结构,始终是防灾减灾领域的前沿课题。钢结构具有强度高、自重轻、变形能力强等优点,非常适合应用于地震区中。在钢结构体系中,梁柱连接节点属于核心受力部件,其在地震作用下的震害发生率与损伤程度均较高,是钢结构抗震的薄弱部位之一。目前,诸多学者对梁柱节点进行了大量研究,但已有研究均是基于梁柱正交节点,我国《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)<sup>[1]</sup>也仅对梁柱正交节点类型明确了相关设计规定。在实际工程中,许多建筑师为追求造型美观、结构新颖的建筑,导致建筑形式越来越复杂,顶层梁柱斜交的情况也越来越多(图1)。梁柱斜向连接节点的受力特征及破坏模式与传统梁柱正交连接节点的受力特征及破坏模式仍有较大差别,节点的锐角连接区域因应力集中易导致该区域发生严重破坏。因此,开展梁柱斜向连接节点的相关研究具有重要意义。

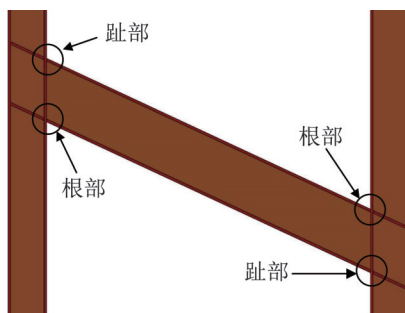


图1 梁柱斜交连接节点

Fig. 1 Sloped beam-to-column connections

国内外学者对梁柱斜交节点的相关研究仍相对较少,BALL<sup>[2]</sup>基于试验评估了Los Angeles国际机场航站楼中所应用的梁柱斜交节点的滞回性能,该研究共进行了4个足尺斜向狗骨式梁柱连接节点的低周往复加载试验,所有节点均依据美国ANSI/AISC 341钢结构抗震设

计规范进行设计,尽管在该试验中节点获得了对称饱满的滞回曲线,但节点最大转角并未超过0.04 rad,且锐角区域的钢梁翼缘对接焊缝发生了断裂,使该区域的变形能力发挥受到了限制。KIM等<sup>[3]</sup>采用有限元方法对梁柱斜交节点进行了精细化分析,发现钢梁上、下翼缘的应变需求有较大差异,且随着节点斜交角度的增大,锐角区域钢梁翼缘的应变远高于钝角区域钢梁翼缘的应变。HUNN等<sup>[4]</sup>针对“钢梁翼缘及腹板均通过盖板与钢柱连接”的梁柱斜交连接节点,开展了系统的有限元分析,重点探讨了斜交角度的影响。分析发现梁柱正交连接节点的性能明显优于斜向连接节点的性能,当斜交角度小于15°时,可不考虑角度影响。MASHAYEKH等<sup>[5]</sup>通过对1个足尺梁柱正交节点、2个足尺斜向25°连接节点进行了低周往复加载试验,试验发现梁柱正交节点的极限转角可达0.06 rad,梁柱斜向连接节点的极限转角仅达到0.04 rad。通过在梁柱节点锐角区域的腹板处开设弧形缝,可减小应力集中现象,提高梁柱斜向连接节点的变形能力。HONG<sup>[6]</sup>采用有限元方法系统分析了钢梁倾角对结构顶层焊接狗骨式节点滞回性能的影响,证实了锐角区域的焊缝应力较大,易于断裂。分析结果认为钢梁倾角不超过10°时仍可采用当前规范推荐的节点构造。前述研究主要集中于梁柱斜向节点焊接采用的连接方式<sup>[7-11]</sup>,针对梁柱斜向节点采用角钢连接(图2)的相关研究尚未涉及。

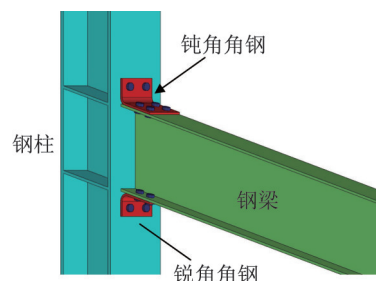


图2 梁柱斜向弧形角钢连接节点

Fig. 2 Sloped beam-to-column connection with arc angles

为明晰梁柱斜向弧形角钢连接节点的滞回性能,排除周边连接部件的影响,参考GARLOCK等<sup>[12]</sup>提出的单肢角钢模型,结合梁柱斜向弧形角钢节点的具体构造,设计了单肢弧形角钢试件,以重点评估斜向单肢弧形角钢的力学性能。本文系统分析了角度、角钢厚度、角钢圆弧尺寸、柱肢长度、加劲肋形式、加劲肋厚度等因素对单肢弧形角钢滞回性能的影响,提出了单肢弧形角钢的恢复力模型,并采用非线性弹簧单元模拟弧形角钢节点的宏观力学性能,为装配式钢结构体系中梁柱斜向弧形角钢节点的整体性能分析及抗震设计提供技术参考。

## 1 单肢弧形角钢的有限元模型

### 1.1 单肢弧形角钢几何模型

图3给出了单肢弧形角钢相关几何参数的定义。其中,梁柱斜向连接时一侧为钝角,另一侧为锐角,当 $\alpha$ 大于 $90^\circ$ 时( $\alpha$ 代表角钢两肢间的夹角),应用于梁柱连接钝角侧;当 $\alpha$ 小于 $90^\circ$ 时,应用于梁柱连接锐角侧。单肢弧形角钢与柱翼缘采用2个M20高强螺栓连接、与钢梁翼缘采用4个M20高强螺栓连接。钢柱选取原型结构顶层钢柱的截面形式,型号为HW300 mm×305 mm×15 mm×15 mm,长度为600 mm。钢梁翼缘采用的钢板截面尺寸为为-200 mm×13 mm,长度为220 mm。单肢弧形角钢由钢板弯折制作而成,其长度为305 mm,宽度200 mm,厚度为12 mm。

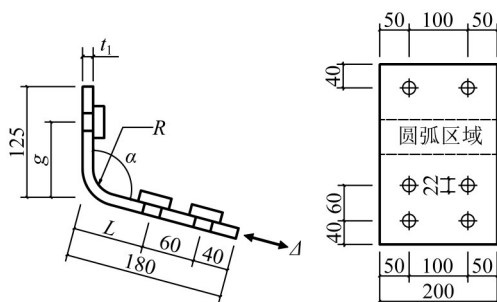


图3 单肢弧形角钢的几何尺寸(单位:mm)

Fig. 3 Geometric dimensions of single arc angle (unit:mm)

### 1.2 网格划分

采用有限元软件ABAQUS建立了单肢弧形角钢试件的精细化模型。考虑到线性缩减积分单元C3D8R具有计算精度高、耗时短的优点,有限元模型中的钢柱、单肢弧形角钢、加劲肋等部件均选用C3D8R单元模拟。为确保有限元分析精度,经过试算,钢柱的网格尺寸控制在10 mm内,钢梁翼缘、单肢弧形角钢网格尺寸在6 mm内,且保证沿板件厚度方向至少有2层网格(图4)。钢柱与角钢的连接界面、螺栓与孔壁的接触区域,其法向接触均采用硬接触,切向接触均采用罚函数模型,摩擦系数取0.3。

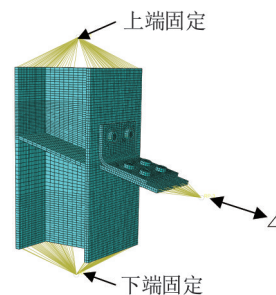


图4 单肢弧形角钢的有限元模型

Fig. 4 Finite element model of single arc angle

### 1.3 边界条件

在钢柱顶部及底部的对应耦合点处施加固定约束,在钢梁翼缘中间部位施加面外约束,用于模拟腹板对钢梁翼缘的约束,并确保钢梁翼缘仅能沿钢梁轴线方向移动。对钢梁翼缘外侧端部设置耦合点,并对耦合点施加轴向位移 $\Delta$ 用于模拟翼缘单肢弧形角钢的张开与闭合(图4)。

### 1.4 材料模型

单肢弧形角钢试件所有钢材均采用Q235B钢,钢材的弹性模量 $E=206\ 000$  MPa,切线模量 $E_t=0.01E$ ,屈服强度 $f_y=235$  MPa,极限抗拉强度 $f_u=400$  MPa,屈服应变 $\epsilon_y=0.001$ ,峰值应变 $\epsilon_u=0.079$ 。采用von Mises屈服准则考虑钢材的弹塑性行为,采用随动强化模型考虑钢材的包辛格效应。钢材采用三折线应力-应变曲线,如图5所示。

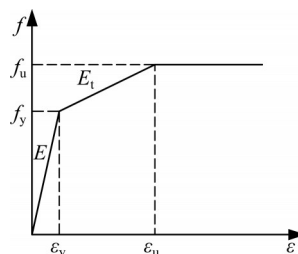


图5 钢材的应力-应变曲线

Fig. 5 Stress-strain curve of steel

### 1.5 加载制度

试验加载全程采用位移控制模式,加载制度参考美国SAC钢结构项目的建议。节点转动中心位于单肢弧形角钢的厚度中心,在此约束下,钢梁端部截面绕该转动中心转动,节点另一端的单肢弧形角钢同步张开,且整个角钢张开与闭合过程中,均未出现与荷载作用方向相反的负向位移。基于此,可将节点转角( $\theta$ )转换为单肢弧形角钢的张开位移( $\Delta$ ),即 $\Delta=(h_b+t_1)\times\theta$ ,并以 $\Delta$ 控制加载。其中, $h_b$ 为钢梁的截面高度; $t_1$ 为钢梁翼缘厚度。每级荷载循环1圈,加载制度如图6所示(N为循环次数)。

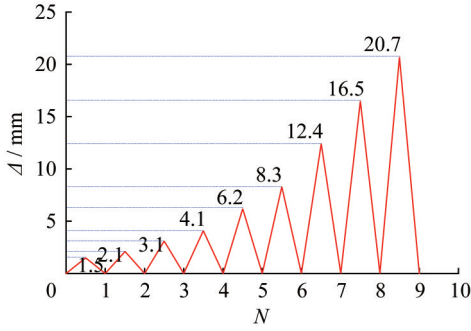


图6 加载制度

Fig. 6 Loading system

1.6 参数设计

为反映角度( $\alpha$ )、角钢厚度( $t_1$ )、角钢圆弧半径( $R$ )、柱肢长度( $g$ )、加劲肋失高( $h$ )、加劲肋厚度( $t_2$ )等参数对单肢弧形角钢滞回性能的影响,设计制作了6个系列共37个试件,图7给出了弧形加劲肋的相关尺寸,相关参数如表1所示。

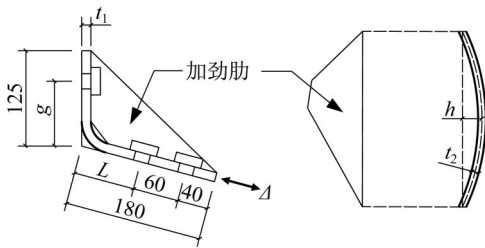


图7 弧形加劲肋

Fig. 7 Arc-shape stiffener

表1 单肢弧形角钢试件参数

Table 1 Parameters of arc angle specimens

系列名称	试件编号	$t_1$ /mm	$t_2$ /mm	$h$ /mm	$R$ /mm	$g$ /mm	$\alpha/(^\circ)$
$\alpha$ 系列	A-120	12	—	—	30	85	120
	A-115	12	—	—	30	85	115
	A-110	12	—	—	30	85	100
	A-105	12	—	—	30	85	105
	A-100	12	—	—	30	85	100
	A-95	12	—	—	30	85	95
	A-90	12	—	—	30	85	90
	A-85	12	—	—	20	85	85
	A-80	12	—	—	20	85	80
	A-75	12	—	—	20	85	75
	A-70	12	—	—	20	85	70
	A-65	12	—	—	20	85	65
	A-60	12	—	—	20	85	60

续表

系列名称	试件编号	$t_1$ /mm	$t_2$ /mm	$h$ /mm	$R$ /mm	$g$ /mm	$\alpha/(^\circ)$
$t_1$ 系列	T $t_1$ -10	10	—	—	30	85	105
	T $t_1$ -14	14	—	—	30	85	105
	B $t_1$ -10	10	—	—	20	85	75
	B $t_1$ -14	14	—	—	20	85	75
R系列	TR-20	12	—	—	20	85	105
	TR-40	12	—	—	40	85	105
	BR-10	12	—	—	10	85	75
	BR-30	12	—	—	30	85	75
g系列	T $g$ -75	12	—	—	30	75	105
	T $g$ -65	12	—	—	30	65	105
	B $g$ -75	12	—	—	20	75	75
	B $g$ -65	12	—	—	20	65	75
h系列	Th-0	12	10	0	30	85	105
	Th-7.5	12	10	7.5	30	85	105
	Th-15	12	10	15.0	30	85	105
	Th-22.5	12	10	22.5	30	85	105
	Bh-0	12	10	0	20	85	75
	Bh-5	12	10	5.0	20	85	75
Bh-10	12	10	10.0	20	85	75	
Bh-15	12	10	15.0	20	85	75	
$t_2$ 系列	T $t_2$ -8	12	8	7.5	30	85	105
	T $t_2$ -12	12	12	7.5	30	85	105
	B $t_2$ -8	12	8	5.0	20	85	75
	B $t_2$ -12	12	12	5.0	20	85	75

注:A-120中的A表示角钢角度,120表示角度为120°;TR-20、BR-20中的T、B分别是top和bottom的缩写,分别表示用在梁柱连接上翼缘和下翼缘处的角钢;R-20表示角钢倒角圆弧半径为20mm,其余试件命名同此规则。

1.7 数值模拟验证

为确保数值模拟的可靠性,首先对文献[12]中的试件L8-58-4进行模拟验证。L8-58-4模型的有限元几何尺寸、钢材材性及边界条件与试验对应的相关参数保持一致。L8-58-4模型的网格与单元类型与1.2节相同,此处不再赘述。图8给出了L8-58-4模型的有限元模拟结果与试验结果的对比。由图8可知:采用有限元方法可精确模拟角钢的张开、闭合等现象,有限元模拟的模型刚度为99.8 kN·mm<sup>-1</sup>,与试验值82.8 kN·mm<sup>-1</sup>的误差为20.5%。此外,有限元模拟的滞回曲线与试验曲线吻合良好,充分说明可采用ABAQUS程序对单肢弧形角钢滞回性能进行模拟。

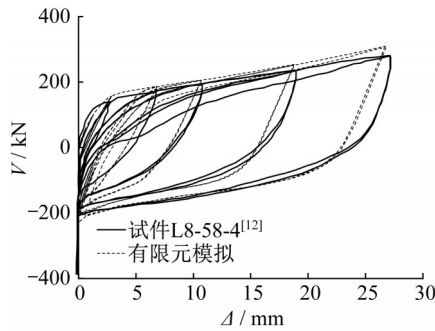


图8 试件L8-58-4的数值模拟验证

Fig. 8 Numerical simulation verification of specimen L8-58-4

## 2 数值结果分析

### 2.1 破坏模式

图9给出了典型单肢弧形角钢的 von Mises 应力分布(带角度角钢试件应力分布类似,取75°和105°试件作为典型试件)。由图9可知:非加劲单肢弧形角钢在钢柱高强螺栓附近区域及角钢圆弧区域的 von Mises 应力水平较高,与钢柱相连高强螺栓的 von Mises 应力高于单肢弧形角钢的 von Mises 应力。钢柱翼缘、腹板和钢梁翼缘的 von Mises 应力水平相对较低。当施加较大轴向位移时,单肢弧形角钢的水平肢与钢梁翼缘贴合紧密,但竖向柱肢与钢柱翼缘脱开,单肢弧形角钢的张角扩大。在单肢弧形角钢增设弧形加劲肋后,弧形加劲肋 von Mises 应力水平相对较高,且部分截面发生屈服,充分说明弧形加劲肋所能承受的力较大。此外,设置弧形加劲肋试件的钢柱翼缘、腹板和钢梁翼缘的 Mises 应力有显著提高。

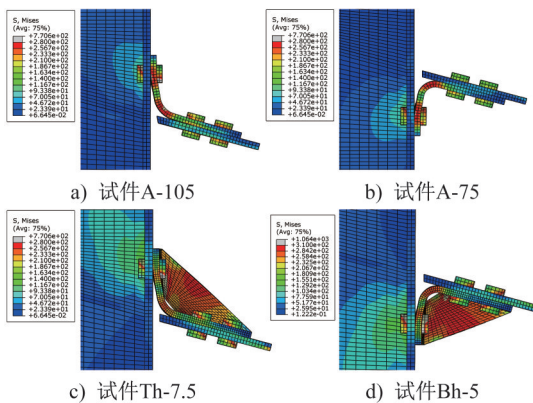


图9 典型试件的 von Mises 应力分布(单位:MPa)

Fig. 9 von Mises stress distribution of typical specimens(unit:MPa)

图10给出了具有代表性的典型试件单肢弧形角钢塑性铰的位置和数量,该试件在梁柱节点处采用单肢弧形角钢并设置加劲肋的节点构造,能较典型地反映节点受力特征与破坏模式。由图10可知:单肢弧形角钢的钢柱螺栓孔边缘和圆弧中心区域发生了屈服,并在钢柱螺

栓孔边缘和角钢圆弧中心位置处形成了塑性铰线,这与直角钢塑性屈服机制略有不同<sup>[12]</sup>。当单肢弧形角钢中部设置直形或弧形加劲肋时,首先在单肢弧形角钢靠近加劲肋的竖向柱肢区域会最先发生屈服,并在单肢弧形角钢竖向柱肢的加劲肋边缘、角钢圆弧位置、加劲肋中部区域形成塑性铰线。

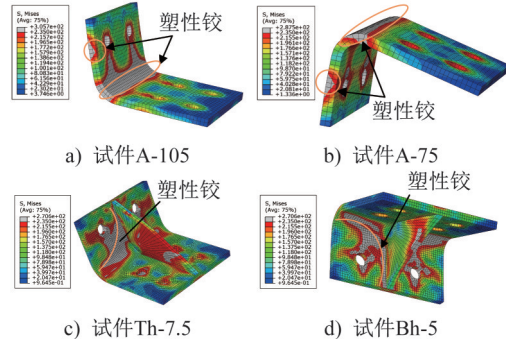


图10 典型单肢弧形角钢试件的塑性铰线(单位:MPa)

Fig. 10 Plastic hinged lines of typical single arc angle specimens (unit:MPa)

### 2.2 滞回性能

图11给出了所有试件的轴向拉力-轴向位移滞回曲线。由图11可知:单肢弧形角钢第一象限的滞回曲线形态均较为饱满,表明其具备良好的耗能能力,且展现出较强的塑性变形能力。在加载初期,单肢弧形角钢基本处于弹性阶段,滞回曲线呈狭长形态。当单肢弧形角钢进入屈服阶段后,滞回曲线趋于平缓,且出现明显的屈服点。当单肢弧形角钢进入塑性阶段后,试件按弹性阶段的初始刚度进行卸载,当卸载至力接近零时,单肢弧形角钢的卸载刚度逐渐降低,原由受拉产生的塑性变形逐渐减小。随着单肢弧形角钢与钢柱翼缘的接触面积逐渐增大,节点刚度再次急剧提升;当二者完全贴合接触后,单肢弧形角钢达到负向最大承载力。

### 2.3 初始刚度

单肢弧形角钢受拉时的初始刚度( $K_0$ )可取滞回曲线的初始斜率。图12分别给出了单肢弧形角钢试件的初始刚度( $K_0$ )与角度( $\alpha$ )、角钢厚度( $t_1$ )、角钢圆弧半径( $R$ )、柱肢长度( $g$ )、加劲肋失高( $h$ )和加劲肋厚度( $t_2$ )的关系曲线。由图12a)可知:钢梁角度对单肢弧形角钢的初始刚度影响较大,随着单肢弧形角钢角度的增加,单肢弧形角钢的初始刚度呈先减小后增大的趋势。对于钝角单肢弧形角钢试件,随着角度的增加,刚度提升较为明显。钝角单肢弧形角钢的刚度明显大于锐角单肢弧形角钢的刚度。圆弧半径大小对初始刚度的影响相对较小,柱肢长度 $g$ 对单肢弧形角钢初始刚度的影响较大,随着 $g$ 的减小,单肢弧形角钢初始刚度显著增加。增加角钢厚

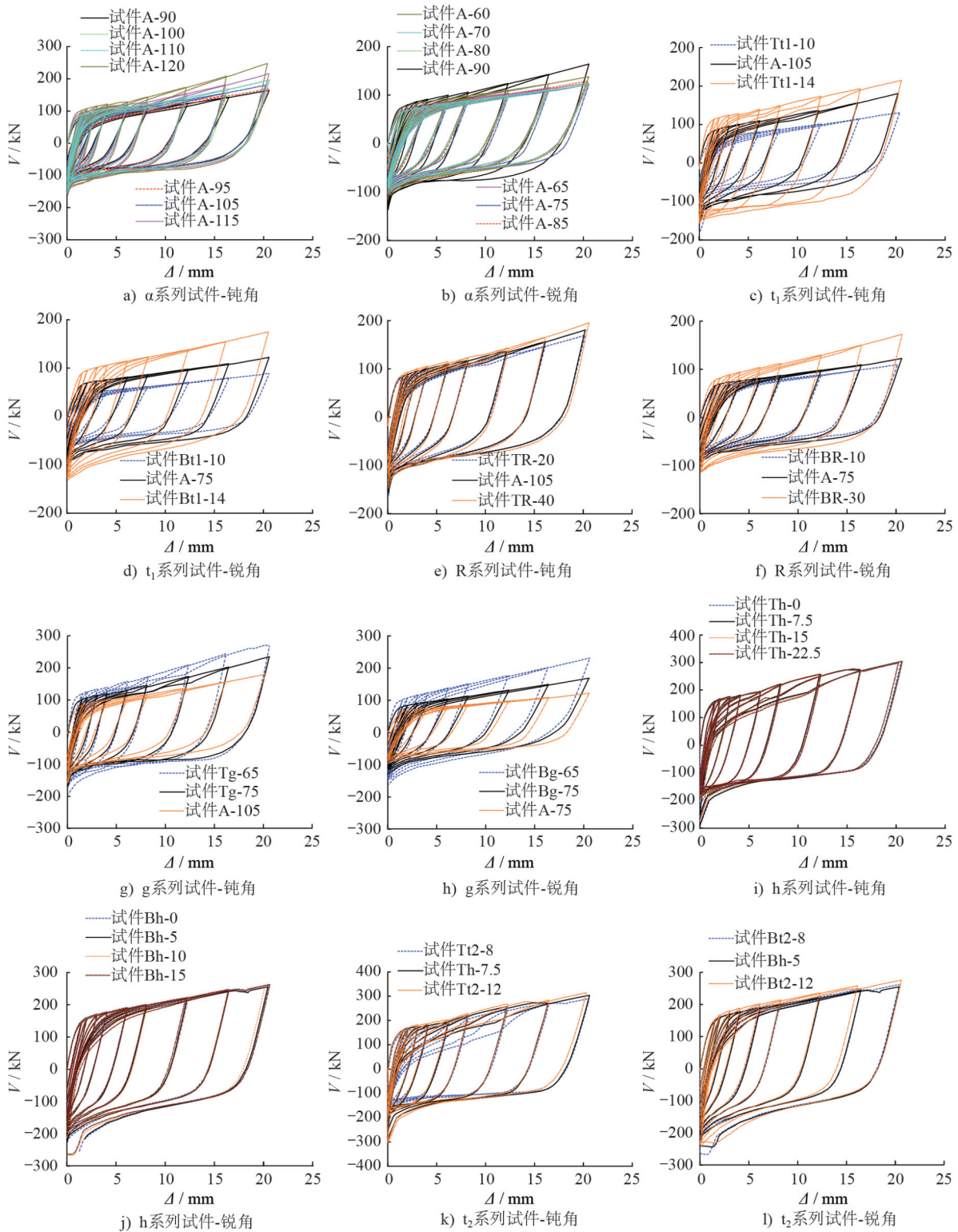


图 11 各系列试件滞回曲线

Fig. 11 Hysteretic curves of all specimen series

度对单肢弧形角钢初始刚度的提升非常明显,当单肢弧形角钢厚度从 10 mm 增至 14 mm 时,由于截面高度增加,使角钢抗弯刚度也逐渐增大,75°锐角单肢弧形角钢和 105°钝角单肢弧形角钢的初始刚度分别提高了 112% 和 160%。此外,设置加劲肋对单肢弧形角钢初始刚度的

提升也非常明显,加劲肋将角钢受弯段划分为两个更小的区块,导致角钢抗弯刚度有所提高,因此增设弧形加劲肋使 75°锐角角钢和 105°钝角角钢的初始刚度分别提高了 143% 和 100%。加劲肋厚度及加劲肋矢高对单肢弧形角钢初始刚度的影响较小,一般在 10% 以内。

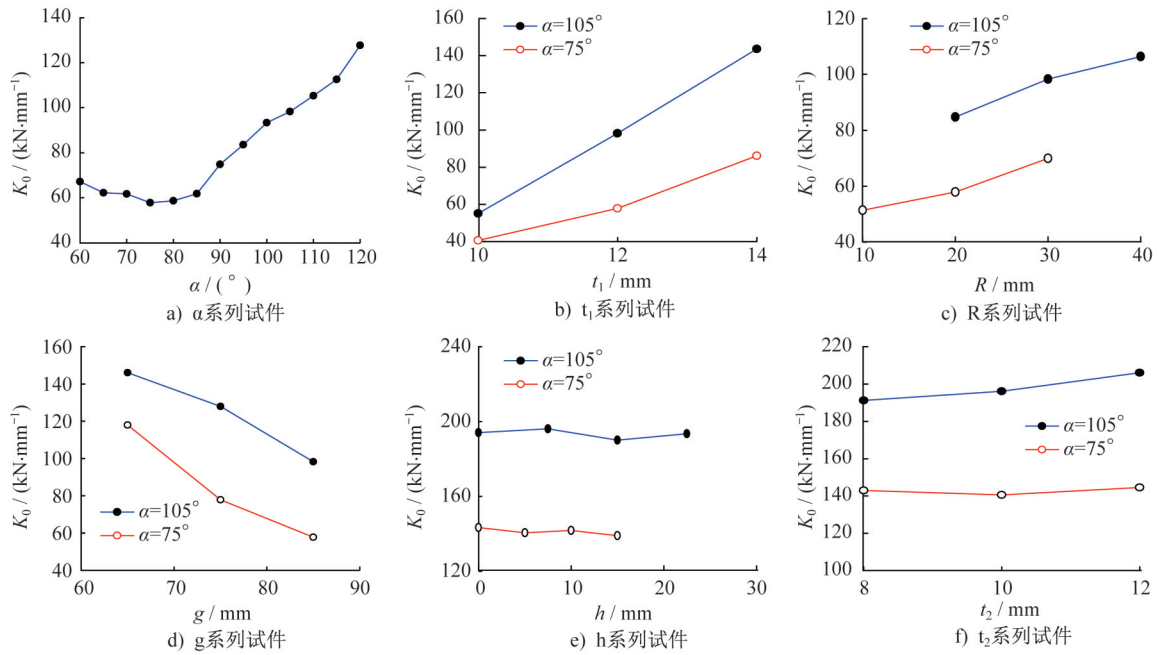


图 12 各系列试件初始刚度

Fig. 12 Initial stiffness of all specimen series

### 2.4 屈服后刚度

由于试件发生截面渐进式屈服且钢材屈服后材料会出现硬化等因素,导致单肢弧形角钢在发生屈服后其承载力会逐渐增加,引入屈服后刚度( $K_p$ )描述这一现象。即取试件屈服后的每一级滞回曲线峰值点所连直线的斜率。图 13 给出了单肢弧形角钢试件屈服后刚度和各参数的关系曲线。由图 13 可知,所有单肢弧形角钢屈服后的刚度范围一般为  $2.8\sim 8.0 \text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ ,远小于其初始刚

度。随着  $\alpha$  增大,单肢弧形角钢的屈服后刚度呈先减小再增加的变化规律。且钝角单肢弧形角钢的屈服后刚度总是大于锐角单肢弧形角钢的屈服后刚度,其屈服后刚度也是随着角钢厚度的增加、柱肢长度的减小、角钢圆弧半径的增加呈增大趋势。设置加劲肋的单肢弧形角钢试件的屈服后刚度有明显提高,但加劲肋厚度及矢高的大小对单肢弧形角钢屈服后刚度影响较小,在确定其屈服后刚度时该相关因素可忽略。

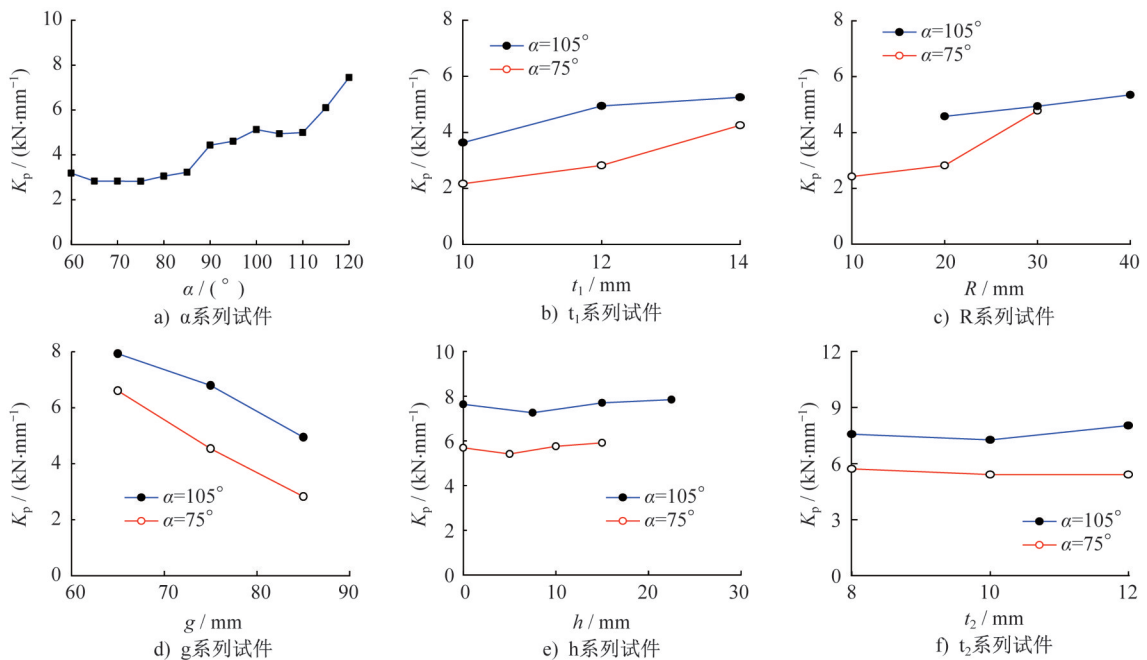


图 13 各系列试件屈服后刚度

Fig. 13 Post-yield stiffness of all specimen series

## 2.5 耗能能力

通过计算单肢弧形角钢每一圈滞回曲线的面积之和,可直接评价单肢弧形角钢的耗能能力。累积滞回耗能( $\Sigma E_h$ )数值越大,说明试件耗能能力越强。表2给出了各试件 $\Sigma E_h$ 的计算值。由表2可知:随着角度( $\alpha$ )的增加,单肢弧形角钢的耗能能力呈先减小后增大的趋

势。增加角钢厚度( $t_1$ )、减小柱肢长度( $g_1$ )、增加圆弧半径( $R$ )均能显著提高单肢弧形角钢的耗能能力。增设加劲肋可使钝角弧形角钢的耗能能力提高76%、锐角单肢弧形角钢的耗能能力提高提升135%。弧形加劲肋矢高( $h$ )及加劲肋厚度( $t_2$ )对单肢弧形角钢的耗能影响较小。

表2 单肢弧形角钢试件的计算结果

Table 2 Calculation results of single arc angle specimens

试件编号	$K_0/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$V_p/\text{kN}$	$K_p/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$K_{0,\text{thry}}(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$V_{p,\text{thry}}/\text{kN}$	$\Sigma E_h/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	$\rho$
A-120	127.6	90.23	7.45	97.4	99.5	12.26	0.058
A-115	112.5	87.7	6.10	94.4	92.2	11.18	0.054
A-110	105.3	86.4	4.99	91.2	86.0	10.40	0.047
A-105	98.3	77.7	4.94	87.9	80.7	9.78	0.050
A-100	93.3	86.8	5.13	84.5	76.2	10.50	0.055
A-95	83.6	77.8	4.61	80.9	72.3	9.78	0.055
A-90	74.8	74.6	4.43	77.3	69.1	8.73	0.059
A-85	61.8	65.2	3.23	61.8	69.1	7.09	0.052
A-80	58.7	65.3	3.05	61.8	69.1	6.78	0.052
A-75	57.8	66.1	2.82	61.8	69.1	6.93	0.049
A-70	61.7	66.2	2.83	61.8	69.1	6.56	0.046
A-65	62.3	70.8	2.83	61.8	69.1	6.86	0.045
A-60	67.2	75.0	3.18	61.8	69.1	7.32	0.047
Tt <sub>1</sub> -10	55.2	58.9	3.63	55.0	56.0	7.19	0.066
Tt <sub>1</sub> -14	143.6	110.8	5.25	126.4	109.8	12.94	0.037
Bt <sub>1</sub> -10	40.7	49.3	2.17	38.3	48.0	4.97	0.053
Bt <sub>1</sub> -14	86.1	90.9	4.25	89.8	94.0	9.10	0.049
TR-20	84.7	74.6	4.58	87.9	80.7	9.31	0.054
TR-40	106.3	84.5	5.35	87.9	80.7	10.20	0.050
BR-10	51.3	59.3	2.42	61.8	69.1	6.30	0.047
BR-30	69.9	77.4	4.78	61.8	69.1	8.85	0.068
Tg-75	127.9	96.2	6.79	115.5	99.0	12.15	0.053
Tg-65	146.0	116.4	7.93	155.1	130.0	14.30	0.054
Bg-75	77.8	79.6	4.53	83.3	86.8	8.38	0.058
Bg-65	118.0	101.7	6.60	114.8	116.7	10.57	0.056
Th-0	194.0	156.2	7.64	186.6	149.7	17.19	0.039
Th-7.5	196.1	160.3	7.26	186.6	149.7	17.22	0.037
Th-15	190.1	157.2	7.70	186.6	149.7	17.13	0.041
Th-22.5	193.4	149.0	7.85	186.6	149.7	16.95	0.041
Bh-0	143.3	158.4	5.69	149.3	149.7	16.39	0.040
Bh-5	140.6	155.8	5.41	149.3	149.7	16.27	0.038
Bh-10	141.8	151.1	5.76	149.3	149.7	16.09	0.041

续表

试件编号	$K_0/(kN \cdot mm^{-1})$	$V_p/kN$	$K_p/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_{0,thry}(kN \cdot mm^{-1})$	$V_{p,thry}/kN$	$\Sigma E_h/(kN \cdot mm^{-1})$	$\rho$
Bh-15	139.0	154.5	5.91	149.3	149.7	15.81	0.043
Tt <sub>2</sub> -8	191.2	149.2	7.57	184.6	148.1	14.25	0.040
Tt <sub>2</sub> -12	206.1	158.1	8.03	188.6	151.3	17.40	0.039
Bt <sub>2</sub> -8	143.0	155.6	5.72	147.7	148.1	16.38	0.040
Bt <sub>2</sub> -12	144.6	155.5	5.41	150.9	151.3	16.24	0.037

注:表中  $V_p$ 、 $V_{p,thry}$  分别为单肢弧形角钢的有限元屈服承载力和理论计算屈服承载力;  $K_0$ 、 $K_{0,thry}$  为初始刚度理论计算值;  $\rho$  为刚度比。

### 3 单肢弧形角钢的恢复力模型

#### 3.1 无加劲肋的单肢弧形角钢

##### (1) 初始刚度

GARLOCK 等<sup>[12]</sup>基于7个直角钢的循环加载结果提出了无加劲肋直角钢的恢复力模型,并给出了无加劲肋直角钢的初始刚度。蔡小宁等<sup>[13]</sup>对直角钢恢复力模型进行了修正,但忽略了角钢柱肢轴力及柱翼缘对角钢刚度的影响。在梁柱斜交工况下,节点处角钢柱肢的轴力沿梁肢方向会产生较大分力,因此计算时应予以考虑。石永久等<sup>[14]</sup>通过研究指出,实际工程中钢柱翼缘并非理想刚性构件,其变形对角钢连接节点的转动刚度会产生不可忽视的影响。因此,考虑到直接计算单肢弧形角钢的转动刚度较为困难,本文给出了单肢弧形角钢的简化计算模型,如图14所示。

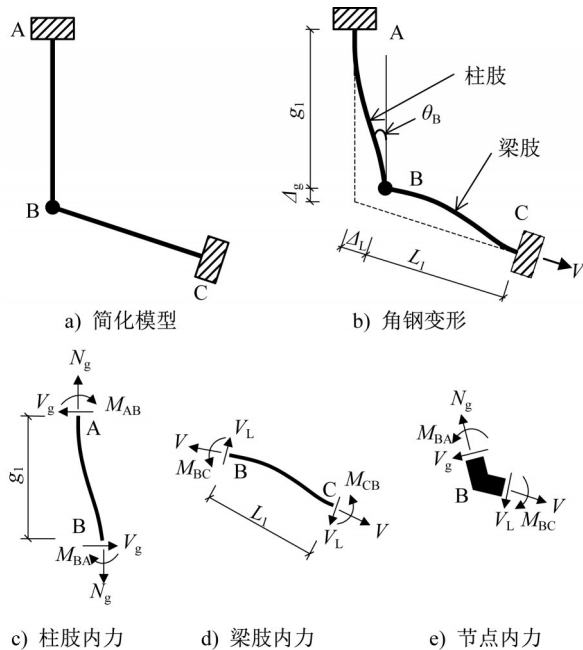


图14 单肢弧形角钢变形示意及力学模型

Fig. 14 Deformation diagram and mechanical model of single arc angle

单肢弧形角钢的柱肢、梁肢的弯矩按式(1)~(4)计算:

$$M_{BA} = \frac{-S_{ii}EI_a\theta_B}{g_1} + \frac{(S_{ii} + S_{jj})EI_a\Delta_L \cos(\alpha - 90)}{g_1^2} \quad (1)$$

$$M_{AB} = \frac{-S_{ji}EI_a\theta_B}{g_1} + \frac{(S_{ji} + S_{jj})EI_a\Delta_L \cos(\alpha - 90)}{g_1^2} \quad (2)$$

$$M_{BC} = \frac{S_{ii}EI_a\theta_B}{L_1} \quad (3)$$

$$M_{CB} = \frac{S_{ji}EI_a\theta_B}{L_1} \quad (4)$$

式中:  $E$  为钢材弹性模量;  $I_a$  为角钢横截面惯性矩;  $M_{BA}$ 、 $M_{AB}$ 、 $M_{BC}$ 、 $M_{CB}$  为两端对应弯矩;  $\Delta_L$  为轴向位移;  $\theta_B$  为角钢变形转角;  $g_1$ 、 $L_1$  为柱肢长度;  $S_{ii}=S_{jj}=4$ ,  $S_{ij}=S_{ji}=2$ 。

单肢弧形角钢的柱肢、梁肢的剪力按式(5)、(6)计算:

$$V_g = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{g_1} \quad (5)$$

$$V_L = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{L_1} \quad (6)$$

式中:  $V_g$ 、 $V_L$  分别表示柱肢和梁肢剪力

令  $\theta_B = C_a\Delta_L$  ( $C_a$  为定义的比例系数), 由节点 B 弯矩平衡可得:

$$C_a = \frac{6L_1 \cos(\alpha - 90)}{4g_1(g_1 + L_1)} \quad (7)$$

由图14e)可得:

$$V \cos(\alpha - 90) = V_g + V_L \sin(\alpha - 90) \quad (8)$$

$$K_g = V/\Delta_L \quad (9)$$

式中:  $K_g$  为单肢弧形角钢的轴向刚度。

根据公式(8)可求解出  $V$ , 并将其代入至公式(9)可得:

$$K_g = \left( \frac{-6EI_a C_a}{g_1^2} + \frac{12EI_a \cos(\alpha - 90)}{g_1^3} + \frac{6EIC_a \sin(\alpha - 90)}{L_1^2} \right) \cos^{-1}(\alpha - 90) \quad (10)$$

因此, 考虑钢柱翼缘刚度影响时, 单肢弧形角钢的初始刚度按公式(11)计算。

$$K_0 = \frac{K_g K_C}{K_C + K_g} \quad (11)$$

当 $\alpha < 90^\circ$ 时,由于角度对单肢弧形角钢的刚度影响较小,可忽略角度的影响。因此,对于 $\alpha < 90^\circ$ 的单肢弧形角钢刚度计算,可通过对 $\alpha = 90^\circ$ 单肢弧形角钢刚度折减确定,即 $K_0 = 0.8K_{0,\alpha=90^\circ}$ 。

图15给出了按上述公式计算的单肢弧形角钢试件刚度与有限元分析结果的对比。由图15可知:对于无加劲肋单肢弧形角钢,初始刚度的计算误差大多控制在10%以内,少量误差在10%~20%内,所提出相关理论公式具有较高的计算精度。

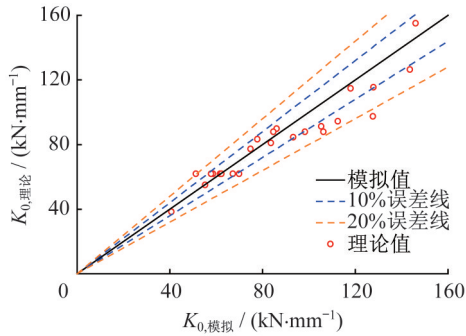


图15 单肢弧形角钢试件初始刚度对比  
Fig. 15 Comparison of initial stiffness of single arc angle specimens

(2) 屈服后刚度

试件屈服后刚度采用刚度比( $p$ )来进行描述, $p = K_p/K_0$ ,表2给出了刚度比( $p$ )的计算值。由表2可知:单肢弧形角钢屈服后刚度比在0.037~0.068之间,为简化计算,建议 $p$ 取为0.05。

图16给出了单肢弧形角钢试件的刚度比均值与有限元分析结果的对比。由图16可知:对于无加劲肋单肢弧形角钢,其屈服后刚度比的计算误差大部分在10%以内,少数在10%~20%之间。总体来说,上述理论公式计算精度较高。

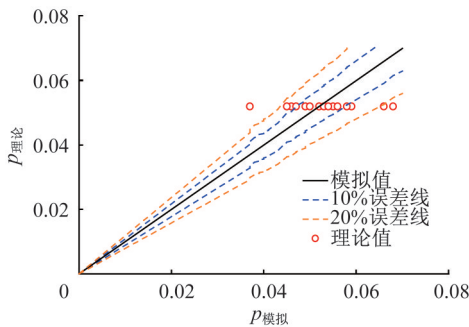


图16 单肢弧形角钢试件屈服后刚度比理论值与模拟值的对比

Fig. 16 Comparison of post-yield stiffness of single arc angle specimen between theoretical values and simulated values

(3) 屈服承载力

无加劲肋的单肢弧形角钢在梁肢受到拉力后,其柱肢会发生明显的弯曲变形,并在柱肢的上、下端形成了塑性铰线,如图17所示。

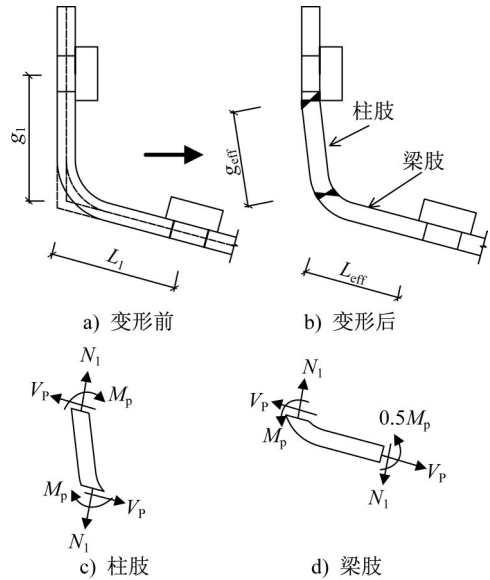


图17 单肢弧形角钢的塑性铰模型

Fig. 17 Plastic hinge model of single arc angle

由图17b)可知:单肢弧形角钢在外力作用下,塑性变形主要集中在柱肢处,随着柱肢发生屈服,分别在柱肢上部、下部形成塑性铰。根据 $\alpha \geq 90^\circ$ 单肢弧形角钢的变形特征,可对单肢弧形角钢柱肢及梁肢的内力进行分解,如图17c)、d)所示。为简化计算,构建 $\alpha \geq 90^\circ$ 单肢弧形角钢内力平衡方程时,忽略单肢弧形角钢厚度和圆弧的影响,梁肢螺栓边缘单肢弧形角钢的弯矩取 $0.5M_p$ ,则 $\alpha \geq 90^\circ$ 单肢弧形角钢的屈服承载力( $V_p$ )可按以式(12)~(16)计算:

$$V_p = \frac{2M_p}{g_{eff} \cos(\alpha - 90)} + \frac{1.5M_p}{L_{eff}} \tan(\alpha - 90) \quad (12)$$

$$M_p = \frac{bt_1^2 f_y}{4} \quad (13)$$

$$N_1 = \frac{1.5M_p}{L_{eff}} \quad (14)$$

$$g_{eff} = g - d_b/2 - 1.5t_1 \quad (15)$$

$$L_{eff} = L - 0.5t_1 \quad (16)$$

式中, $b$ 为角钢宽度; $t_1$ 为角钢厚度; $f_y$ 为钢材屈服强度; $d_b$ 为螺母直径; $g_{eff}$ 、 $L_{eff}$ 分别为有效肢长; $M_p$ 为单肢弧形角钢全截面塑性弯矩。

当 $\alpha < 90^\circ$ 时,单肢弧形角钢的屈服承载力按 $\alpha = 90^\circ$ 时的单肢弧形角钢屈服承载力取用,即 $V_p = V_{p,\alpha=90^\circ}$ 。

图18给出了按理论公式(12)计算的单肢弧形角钢试件的屈服承载力与有限元分析结果的对比。由图18

可知:对于无加劲肋单肢弧形角钢,上述公式可以较好地计算其屈服承载力,误差一般小于10%,表明公式的计算精度较高。

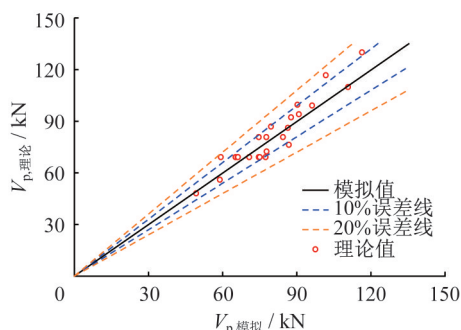


图 18 单肢弧形角钢试件屈服承载力的计算对比

Fig. 18 Comparison of yielding strength calculation of single arc angle specimens

### 3.2 带肋的单肢弧形角钢

#### (1) 初始刚度

通过在单肢弧形角钢外侧设置加劲肋可改善单肢弧形角钢的力学性能,其初始刚度及抗弯承载力均得到了显著提高。在计算带肋的单肢弧形角钢刚度时,考虑了单肢弧形角钢、加劲肋、柱翼缘的贡献。带肋的单肢弧形角钢刚度的计算简化模型如图 19 所示。

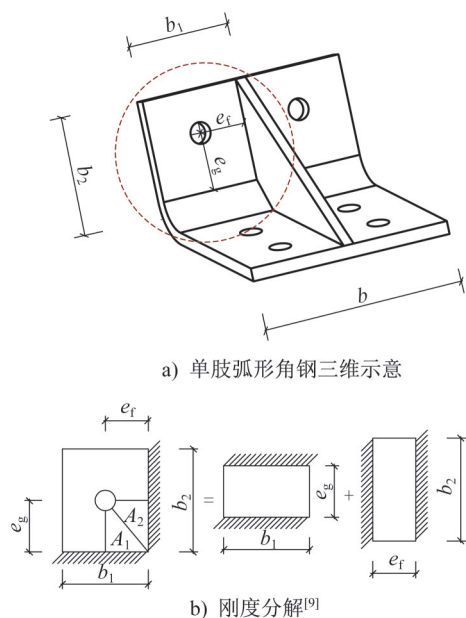


图 19 带肋的单肢弧形角钢刚度计算简化模型

Fig. 19 Simplified computational model of single arc angle with stiffener

参考文献[14]建议采用刚度分解方法计算角钢的肢刚度,其简化模型如图 19b)所示。带肋的单肢弧形角钢初始刚度可按式(17)~(21)计算。

$$K_g = 2(K_1 + K_2) \quad (17)$$

$$K_1 = \lambda_1 \frac{1}{\frac{e_g^3}{12EI_1} + \frac{\varphi e_g}{GA}} = \lambda_1 \frac{1}{\frac{e_g^3}{Eb_1 t_1^3} + \frac{\varphi e_g}{Gb_1 t_1}} \quad (18)$$

$$K_2 = \lambda_2 \frac{1}{\frac{e_f^3}{12EI_2} + \frac{\varphi e_f}{GA}} = \lambda_2 \frac{1}{\frac{e_f^3}{Eb_2 t_1^3} + \frac{\varphi e_f}{Gb_2 t_1}} \quad (19)$$

$$\lambda_1 = 1 - \frac{A_2}{b_1 e_g} \quad (20)$$

$$\lambda_2 = 1 - \frac{A_1}{b_2 e_f} \quad (21)$$

式中,  $e_f$ 、 $e_g$  分别为螺栓孔中心到相邻固定边的距离;  $G$  为剪切模量;  $A$  为截面面积;  $K_1$  为第一排螺栓处抗弯刚度;  $K_2$  为第二排螺栓处抗弯刚度;  $I_1$  为第一排螺栓处截面惯性矩;  $I_2$  为第二排螺栓处截面惯性矩; 参数  $\varphi=10$ ;  $e_f$  取螺栓孔中心到加劲肋的距离;  $e_g=g-t_1$ ;  $b_1$ 、 $b_2$  分别为两条固定边的计算长度,当实际长度小于  $(e_g+e_f)$  时,取实际长度,否则取  $(e_g+e_f)$ 。

柱翼缘抗拉刚度 ( $K_C$ ) 采用上述相同的方法计算。当  $\alpha \geq 90^\circ$  时,将上述  $K_g$ 、 $K_C$  代入到式(11)中,即可获得带肋弧型角钢的初始刚度 ( $K_0$ ); 当  $\alpha < 90^\circ$  时,带肋单肢弧形角钢刚度可通过对  $\alpha=90^\circ$  单肢弧形角钢刚度的折减确定,即  $K_0=0.8K_{0,\alpha=90^\circ}$ 。

图 20 给出了按上述方法计算的带肋弧形角钢试件初始刚度与有限元分析结果的对比。由图 20 可知:使用该式计算的误差在 10% 以内,最大误差为 9%,平均误差为 4%,可满足工程应用需求。

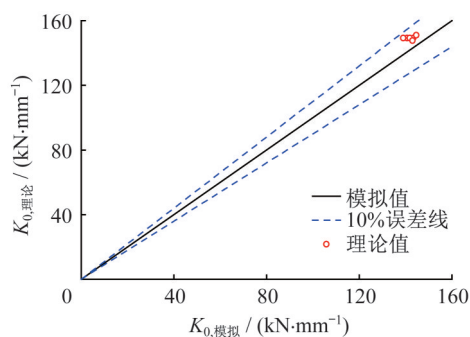


图 20 带肋单肢弧形角钢试件初始刚度对比

Fig. 20 Comparison of initial stiffness of single arc angle specimens

#### (2) 屈服后刚度

由表 2 可知,带肋单肢弧形角钢屈服后刚度比一般在 0.037~0.043 之间,平均值为 0.039,建议取  $p=0.04$ 。

图 21 给出了 12 个带肋单肢弧形角钢试件刚度比的建议值与有限元分析结果的对比。由图 21 可知,其计算误差在 10% 以内,计算精度较高。

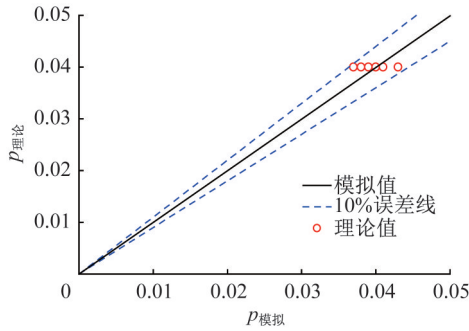


图21 带肋单肢弧形角钢试件屈服后刚度比理论值与模拟值的对比

Fig. 21 Comparison of post-yield stiffness ratio of single arc angle between theoretical values and simulated values

### (3) 屈服承载力

基于有限元建模与受力模拟分析结果可知:带肋单肢弧形角钢试件中,倾角为 $75^\circ$ 与 $105^\circ$ 的两类试件,其屈服承载力数值差异较小;因此,在计算该类试件的屈服承载力时,针对 $75^\circ\sim 105^\circ$ 这一角度区间,可忽略倾角对屈服承载力的影响。根据文献[15],两边支承板屈服承载力可按式(22)计算:

$$N_{ut} = \frac{bt_1^2 f_y}{4e'_g} + \frac{(e'_g + e'_i)t_1^2 f_y}{2e'_i} \quad (22)$$

由图10c、d可知,带肋单肢弧形角钢塑性区一般出现在螺栓孔边缘、加劲肋两边和圆弧中心,因此:

$$e'_g = g - 0.3d_b - 1.5t_1 \quad (23)$$

$$e'_i = e_i - 0.3d_b - 0.5t_2 \quad (24)$$

式中: $e'_g$ 、 $e'_i$ 为螺栓孔中心至板端固定端的距离。

带肋单肢弧形角钢屈服承载力可按公式(25)计算:

$$V_p = 2N_{ut} = \left( \frac{bt_1^2 f_y}{2e'_g} + \frac{(e'_g + e'_i)t_1^2 f_y}{e'_i} \right) \quad (25)$$

图22给出了按公式(25)计算的带肋单肢弧形角钢试件其屈服承载力与有限元分析结果的对比。该式的计算误差在10%以内,表明计算公式精度较高。

### 3.3 单肢弧形角钢的恢复力模型

为方便后续开展单肢弧形角钢连接节点钢框架结构的整体力学性能分析,根据上述分析结果,建立了单肢弧形角钢的恢复力模型,如图23所示。

(1) 第1步:根据公式(11)计算确定单肢弧形角钢的初始刚度( $K_0$ ),即确定恢复力模型中oa段斜率;

(2) 第2步:根据公式(12)计算确定单肢弧形角钢屈服承载力( $V_p$ ),即确定恢复力模型中的a点数值;

(3) 第3步:确定单肢弧形角钢屈服后的刚度( $K_p$ ),即确定恢复力模型中ab段斜率。单肢弧形角钢屈服后,

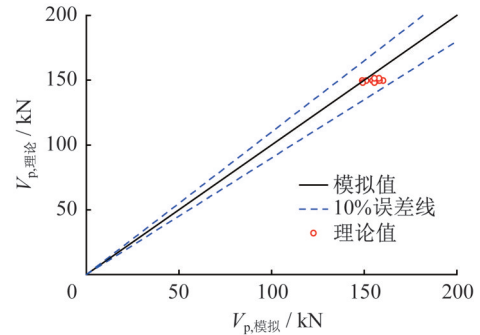


图22 单肢弧形角钢试件屈服承载力的计算对比

Fig. 22 Comparison of yielding strength of single arc angle specimens

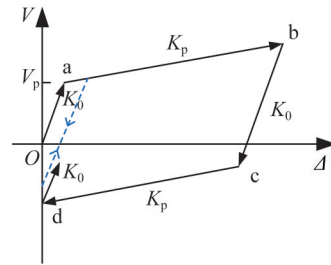


图23 单肢弧形角钢的恢复力模型

Fig. 23 Restoring force model of single arc angle

按ab路径进行加载;

(4) 第4步:单肢弧形角钢在第一阶段卸载时,其卸载刚度与初始刚度( $K_0$ )相等,即对应于恢复力模型中bc段;

(5) 第5步:对于 $\alpha \geq 90^\circ$ 的单肢弧形角钢,在b点对其卸载 $2.5V_p$ 后,进入第二阶段卸载;对于 $\alpha < 90^\circ$ 的单肢弧形角钢,在b点对其卸载 $2.2V_p$ 后,进入第二阶段卸载。其中,第二阶段卸载刚度与屈服后刚度( $K_p$ )相同,卸载至位移为零时停止卸载,即d点;

(6) 第6步:再次加载时,需从当前级卸载终点d点开始,先按节点初始弹性刚度( $K_0$ )进行反向加载;当加载曲线与上一级的屈服后荷载-位移曲线相交后,切换为按屈服后塑性刚度( $K_p$ )继续加载;进入下一级荷载循环时,需从上一级加载的终点d点出发,严格遵循(1)-(6)所示的标准化加卸载流程重复循环,确保各级加载路径一致。

为验证本文所提出的单肢弧形角钢恢复力模型理论计算公式的准确性,选取4个典型试件进行验证。图24中给出了试件A-105、A-75、Th-7.5、Bh-5的滞回曲线和理论恢复力模型的对比。由图24可知:无论是带肋的单肢弧形角钢,还是未设加劲肋的单肢弧形角钢,本文提出的恢复力模型均与有限元分析结果吻合良好,具有较高的计算精度,可用于此类连接节点的宏观性能分析。

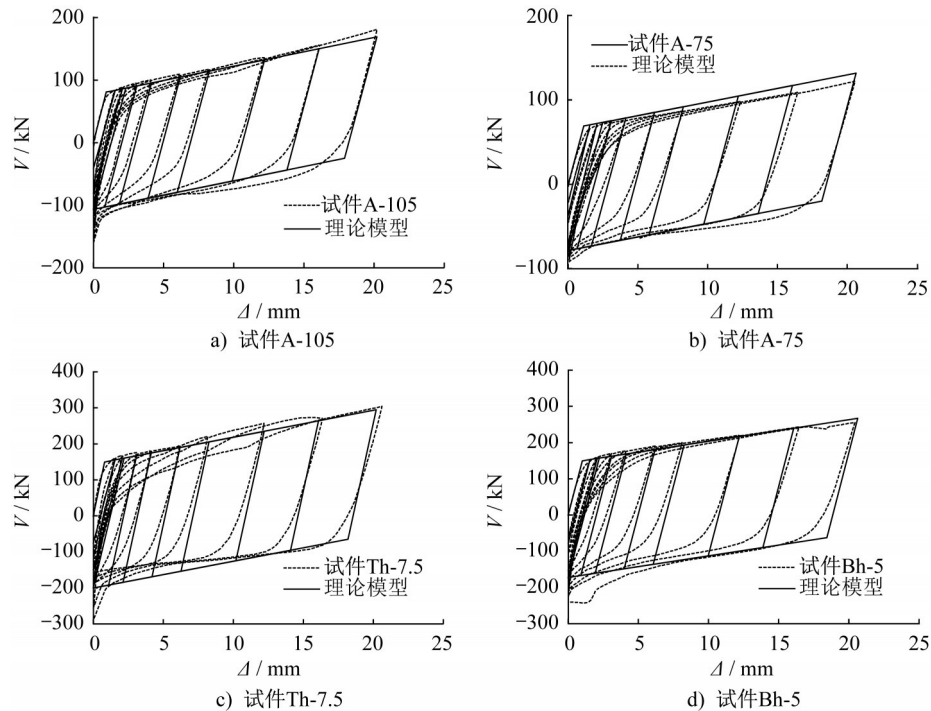


图24 单肢弧形角钢的恢复力模型对比

Fig. 24 Comparison of restoring force model of single arc angle

#### 4 结论

本文通过数值方法研究了37个梁柱斜交顶底角钢节点中单肢弧形角钢的滞回性能。基于数值分析结果,给出了单肢弧形角钢初始刚度及屈服承载力的理论计算公式,构建了单肢弧形角钢的恢复力模型。主要得出了以下结论:

(1) 加劲肋的设置改变了单肢弧形角钢的屈服模式。未设置加劲肋的单肢弧形角钢主要形成两条塑性铰线,分别位于角钢圆弧中间部位与柱肢连接高强螺栓边缘处;设置加劲肋的单肢弧形角钢的塑性线主要分布在柱肢加劲肋两侧和角钢圆弧中间部位;

(2) 当角度小于 $90^\circ$ 时,随着角度增大,单肢弧形角钢的初始刚度、屈服后刚度和耗能能力呈先减小后增大的趋势;且屈服承载力则随角度的增大而减小;当角度大于 $90^\circ$ 时,增大角钢角度,单肢弧形角钢初始刚度、屈服承载力、屈服后刚度和耗能能力均迅速提高;

(3) 提高角钢厚度和减小柱肢长度均能显著提高单肢弧形角钢的初始刚度、屈服承载力、屈服后刚度和耗能能力,而改变圆弧半径的大小对其的影响较小。设置加劲肋可使单肢弧形角钢初始刚度和屈服承载力提升1倍以上,且屈服后刚度和耗能能力均有大幅度提升。钝角单肢弧形角钢各项力学性能均优于锐角单肢弧形角钢各项力学性能;

(4) 单肢弧形角钢发生屈服后其刚度比具有较好的稳定性,对于单肢弧形角钢建议取为0.05,对于设置加劲

肋的单肢弧形角钢建议取为0.04;

(5) 所提出的单肢弧形角钢恢复力模型的理论计算结果与有限元分析结果吻合良好,具有较高的计算精度,最大误差均低于10%,可用于工程分析及设计。

#### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层民用建筑钢结构技术规程: JGJ 99—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Steel Structure of Tall Building: JGJ 99—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [2] BALL S C. Steel non-orthogonal reduced beam section moment connections: A case study[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2011, 20 (Suppl. 1): 14-29. DOI: 10.1002/tal.737.
- [3] KIM D W, BALL S C, SIM H B, et al. Evaluation of sloped RBS moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142 (6): 04016013. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X0001459.
- [4] HUNN Z D, RASSATI G A, SWANSON J A, et al. A finite element study of non-orthogonal bolted flange plate connections for seismic applications [J]. Key Engineering Materials, 2018, 763: 525-532. DOI: 10.4028/www.scientific.net/kem.763.525.