

考虑轴力效应下单切角梁承载性能研究

杨金奇¹, 张茗渊², 贺修樟¹, 柯珂^{1*}

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 香港理工大学 建筑及房地产学系, 香港 999077)

摘要: 在钢结构建筑和桥梁中, 为保证主次梁上翼缘对齐, 次梁的梁端往往需要切角。在地震、风或温度等作用下, 次梁中会出现轴力, 从而影响其受力情况。当前关于切角梁在考虑轴力作用下的承载性能仍然缺乏系统研究, 因此, 本文旨在研究单切角梁在考虑轴力作用下的承载性能。设计并开展了4根足尺单切角梁的静力加载试验, 并使用有限元软件对试件进行了深入分析, 着重研究了切口区域轴力对承载力的影响。结果表明: 所有试件破坏形式均为切口区域腹板局部屈曲破坏; 轴向压力会加剧切口区域的应力集中效应, 导致切口区域内主压应力增大, 从而使得腹板更易发生屈曲失稳, 降低切角梁的极限承载力, 而轴向拉力则会缓解切口区域的应力集中效应, 减小切口区域内的主压应力, 提高切角梁的极限承载力。将试验数据与已有的单切角梁承载力计算公式计算值进行比较, 结果表明既有公式未考虑到轴力对切口区域应力分布和屈曲模式的影响, 预测值与试验值存在偏差。

关键词: 极限承载力; 单切角梁; 轴力效应; 静力试验; 腹板局部屈曲; 有限元分析; 应力集中

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)02-0035-11

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240912001

Study on the Strength and Behavior of Single-Coped Beams under Axial Force Effects

YANG Jinqi¹, ZHANG Mingyuan², HE Xiuzhang¹, KE Ke^{1*}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Department of Building and Real Estate, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong 999077, China)

*Corresponding author: ke.ke@cqu.edu.cn

Abstract: In steel structure buildings and bridges, the beam ends of secondary beams often need to be coped to align with the flanges of primary beams. Under seismic loads, wind loads, or temperature loads, axial forces may develop in secondary beams, affecting their structural performance. Systematic research on the performance of coped beams under axial forces is still lacking. Therefore, this study aims to investigate the performance of single-coped beams considering axial forces. Four full-scale single-coped beam specimens were designed and tested under static loading, and finite element analysis was conducted to provide an in-depth analysis of the specimens, focusing on the influence of axial forces in the coped region on the ultimate resistance. The results show that the failure mode of the specimens is local web buckling in the coped area. Axial compression intensifies the stress concentration in the coped region, leading to an increase in the principal compressive stress within the area. This makes the web more susceptible to buckling instability, thereby reducing the ultimate resistance of the coped beam. In contrast, axial tension alleviates the stress concentration in the coped region, reduces the principal compressive stress within the area, and enhances

收稿日期: 2024-09-12

基金项目: 国家自然科学基金(52178111), 重庆市自然科学基金(CSTB2022NSCQ-MSX0287)

作者简介:

杨金奇(1999—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构稳定方面的研究。E-mail: 374712357@qq.com。

通信作者:

柯珂(1987—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构抗震方面的研究。E-mail: ke.ke@cqu.edu.cn。

the ultimate resistance of the coped beam. Comparing the experimental data with the predicted values from existing calculation formulas for the ultimate resistance of single-coped beams reveals that existing formulas do not account for the effect of axial force on stress distribution and buckling mode in the coped area, leading to discrepancies between the predicted results and the experimental results.

Keywords: ultimate bearing capacity; single-coped beam; effect of axial force; static test; local web buckling; finite element analysis; stress concentraton

为了使相交的主次梁在交接处保持相同的翼缘标高,梁端切角是钢结构建筑和桥梁中常见的节点处理方式,如图1所示^[1],交接处的次梁部分上翼缘或部分上、下翼缘同时被切除,以避免主次梁在交接处翼缘重叠。然而,因为切除了翼缘,切口区域腹板所受约束变小,梁更容易发生整体失稳和局部失稳。横向扭转屈曲是切角梁典型的整体失稳破坏模式^[2-4],虽然楼板等侧向约束可以有效约束梁的上翼缘而防止整体失稳^[5-11],但切口处的腹板仍容易发生局部屈曲而破坏^[12]。

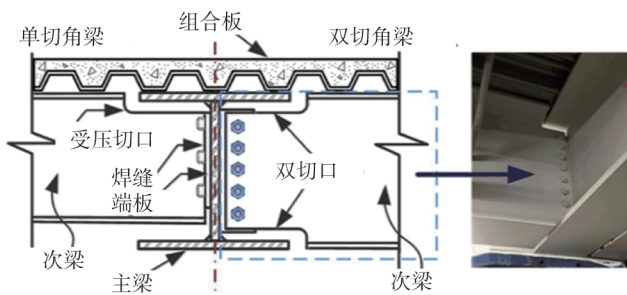


图1 典型切角梁^[1]

Fig. 1 Typical coped beams^[1]

单切角梁腹板的局部屈曲研究开始于20世纪70年代^[13-15]。在随后的试验和数值模拟研究中,CHENG^[5]和YURA等^[16]证实了腹板局部屈曲确实是切角梁的一种常见破坏模式,并提出了单切角梁的经典板屈曲模型和设计公式,相关成果被AISC钢结构手册^[17]所采用。YAM等^[18]提出了一种与试验结果更吻合的板剪切屈曲模型,并提出了设计建议。AALBERG等^[19]的一项研究表明,即使是很小的切口长度(100 mm),与无切口的相同尺寸梁相比,也会导致承载能力下降50%。KE等^[20]和YAM等^[1]研究表明,薄柔腹板的梁更易发生腹板局部屈曲破坏。研究结果表明,在11根梁高厚比(梁高/腹板厚度)大于57.1的薄柔腹板单切角梁足尺试验中,所有试件的破坏模式均为腹板局部屈曲,且切角梁有着良好的屈曲后强度。

综上所述,当前关于切角梁承载性能的研究主要集中在切角区域承受弯矩和剪力的情况,而忽略了轴力的影响。然而,在温度变化、风和地震等荷载下切角区域可能承受不可忽略的轴向力,如图2所示。切口区域同时承受剪力、弯矩和轴力时,切口区域腹板的受力情况更加

复杂,其屈曲行为受到影响。现有的分析模型,无论是经典板屈曲机制还是板剪切屈曲机制,都未考虑轴力的作用。为确保梁在承受较大轴力时结构的安全性不受影响,需要对考虑轴力下切角梁的承载性能进行计算分析。本文通过试验和有限元分析,研究了轴向力对切角梁承载性能的影响,并提出了设计建议。

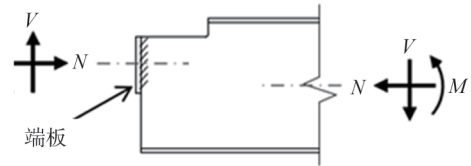


图2 考虑轴力载荷情况下切口区域的受力图

Fig. 2 Force diagram of the coped area under axial load

1 试验

1.1 试件设计

试验设计了4根单切角梁,钢梁截面为英标UB工字型钢截面UB457 mm×152 mm×52 mm,腹板和翼缘实测平均宽厚比分别为53.87和6.43,属于厚实截面^[17]。试件详细尺寸如图3所示,钢梁截面由钢板焊接而成,切角处采用半径为12 mm的圆角以减轻应力集中。切角梁端部采用端板连接,端板厚度为10 mm。根据YAM等^[1]的研究,切角梁的端板连接方式属于铰接。

切口长度和梁高设计比值为0.50,切口高度与梁高的设计比值为0.30,设计重要参数和试件实测尺寸如表1和表2所示,其中实际施加的轴向力:

$$N = t_w h_e \sigma_{cope} \quad (1)$$

式中: N 为实际施加的轴向力; t_w 为腹板厚度; h_e 为端板高度; σ_{cope} 为设计切口区域的轴应力。具体试件参数信息和实测尺寸见表1和表2,其中 D 为梁高, B 为翼缘宽度, t_f 为翼缘厚度, A 为梁全截面面积, f_{yw} 为Q355名义屈服强度。

为了方便试件的数据统计,对试件进行了编号,以457/C225dc135S(-50 MPa)为例,457表示梁的英标名义高度,大写字母C后面的数字代表切口长度,小写字母 d_c 后面的数字代表切口高度,大写字母S代表单切角梁试验,括号里面的数字则代表施加在切口区域的名义轴向应力。

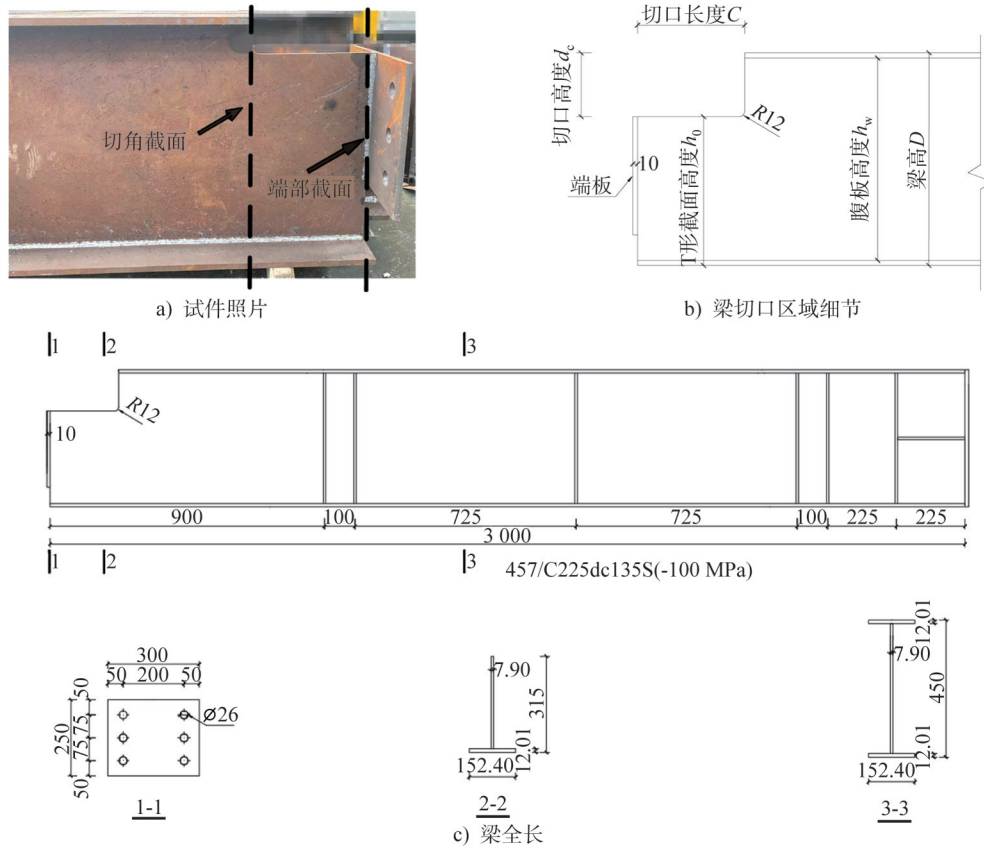


图3 试件梁尺寸细节(单位: mm)

Fig. 3 Dimension details of specimen beam (unit: mm)

表1 试件设计参数

Table 1 Design parameters of specimens

试件编号	C/D	d_c/D	$\sigma_{cope}/$ MPa	$N/$ ($f_{yw}A$)
457/C225dc135S(+50 MPa)	0.50	0.30	+50	—
457/C225dc135S(0 MPa)	0.50	0.30	0	0
457/C225dc135S(-50 MPa)	0.50	0.30	-50	0.04
457/C225dc135S(-100 MPa)	0.50	0.30	-100	0.08

注:表1中 $N/(f_{yw}A)$ 为轴压比,试件受压时不考虑。

1.2 试验装置

试验装置如图4所示,梁通长为3 000 mm,梁在切角

端通过端板与短柱连接,边界条件可以视为铰接,在梁的另外一端,梁搁置在滚动支座上。因此,梁的受力情形为简支梁,跨度为2 500 mm。端板连接处的螺栓为10.9级M24 高强螺栓,仅用扳手人工拧紧,为承压型连接方式。轴向力通过千斤顶施加在梁的非切角端,为了减小因加载点距离切口过近而影响切口区域的应力分布,竖向千斤顶的加载点距离端板最好不小于2倍的梁高^[5]。因此本批次试验竖向荷载施加在距离切角端950 mm处。为了避免梁在加载中出现侧向变形,沿梁轴向设置了两组侧向支撑,并且在侧向支撑与梁翼缘接触位置贴了四氟板,用于减小接触摩擦。

表2 试件实测信息

Table 2 Measured information of specimens

试件编号	D/mm	C/mm	d_c/mm	B/mm	t_f/mm	t_w/mm	N/kN	D/t_w
457/C225dc135S(+50 MPa)	449	225	135	152.09	11.85	7.85	98.12	57.20
457/C225dc135S(0 MPa)	449	225	135	152.10	11.72	7.95	0	56.48
457/C225dc135S(-50 MPa)	449	225	135	152.15	11.75	7.90	98.74	56.84
457/C225dc135S(-100 MPa)	450	225	135	152.40	12.01	7.90	210.90	56.96

注:由于尺寸大小原因, D 、 C 为卷尺测量,最小单位保留到个位。 d_c 由于存在圆角不方便精准测量,因此也采取卷尺测量,最小单位保留到个位。其余尺寸由电子游标卡尺测量,保留到两位小数。

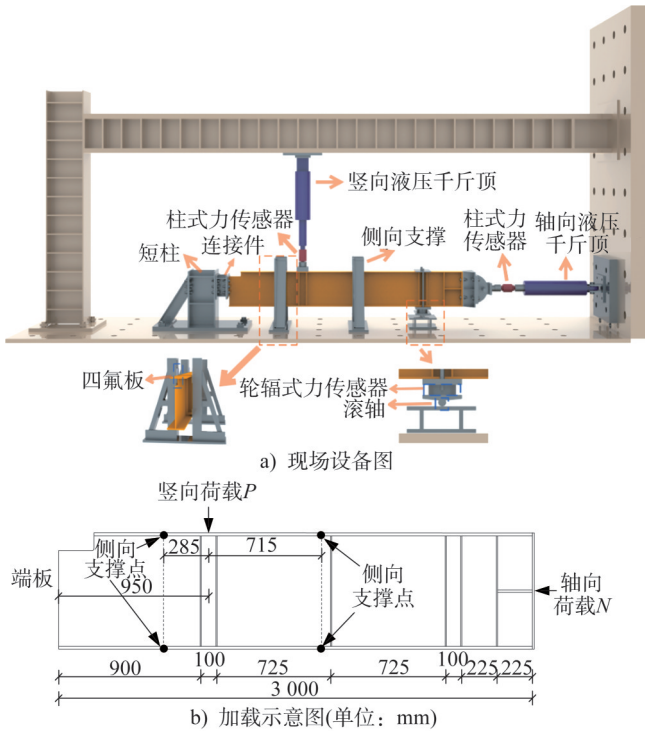


图4 试验装置
Fig. 4 Test setup

1.3 测点布置与加载制度

测量方案如图5所示,钢梁布置有位移计、应变片和力传感器。位移计D1和D2垂直布置于切口腹板上缘,用于测量腹板的面外变形,位移计D3和D4布置于加载端,用于测量加载点的竖向位移,位移计D5布置于切口端部,用于测量该处的竖向变形。应变片布置于切口区域和远离切口跨中的截面上,用于监测应变发展规律。力传感器布置于滚动支座处、轴向力加载千斤顶和竖向加载千斤顶处。在切口区域的腹板上刷了一层薄石灰,石灰在变形大的部位会自动脱落,从而可观察到切口区域应变大的位置分布情况。

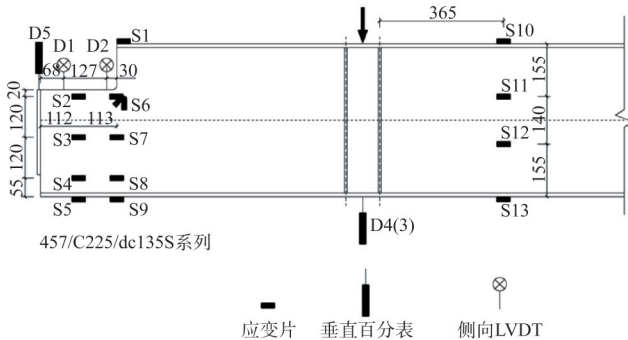


图5 应变片和位移计布置
Fig. 5 Arrangement of strain gauges and displacement meters

试验加载分为轴力加载和竖向力加载两个阶段:

1) 轴力加载。采用50 t液压千斤顶分级加载,每级加载增量为10 kN,每级加载间隔2 min,当轴力加载至设计值时停止加载。

2) 竖向力加载。加载初期采用力加载控制,每级加载力的增量为15 kN或者20 kN,间隔2 min。当观测到竖向力-位移曲线呈明显的非线性时,加载改为位移加载控制,位移增量为1 mm,直至梁的承载力下降至极限承载力的75%,停止加载。

1.4 材性数据

钢材选用Q355钢,实测的钢材材性数据见表3,其中 f_y 为屈服强度, f_u 为抗拉强度, E 为弹性模量。

表3 材性拉伸试验结果
Table 3 Material tensile test results

对应部位	板厚/mm	E /GPa	f_y /MPa	f_u /MPa
腹板	7.95	204	392	523
端板	10.01	206	423	563
翼缘	11.86	208	430	583

2 试验现象及破坏模式

2.1 现象描述

4根单切角梁的破坏模式均为切口区域腹板的局部屈曲,如图6所示,最大面外变形产生于切角顶点,且屈曲线起源于切角顶点,向下扩展延伸至非切角截面,屈曲线与竖直线夹角约为 45° 。试验表明,轴向压力越大,屈曲所形成的面外挠度越大。相比于轴向受压试件,轴向受拉试件457/C225dc135S(+50 MPa)屈曲的面外变形更小。

2.2 切角端部反力-加载点位移曲线

图7为试验的切角端部反力-加载点内挠度曲线。从图中可以看出,曲线在到达极限承载力之前,基本为线性,达到极限承载力之后,承载力急剧下降。表4汇总了由竖向千斤顶的力传感器记录到的试件竖向极限承载力 P_u ,以及对应加载点的竖向位移 δ 和切角端部竖向反力 R 。试验表明,轴向压力会降低切角梁的极限承载力,而轴向拉力可以提升切角梁的承载力。试件457/C225dc135S(+50 MPa)相比于试件457/C225dc135S(0 MPa),极限承载力只提升了3%,而试件457/C225dc135S(-50 MPa)相比于试件457/C225dc135S(0 MPa)极限承载力降低了10%,说明相同轴向力增量下,轴向拉力下试件承载力的提升幅度小于轴向压力下试件承载力的降低幅度。

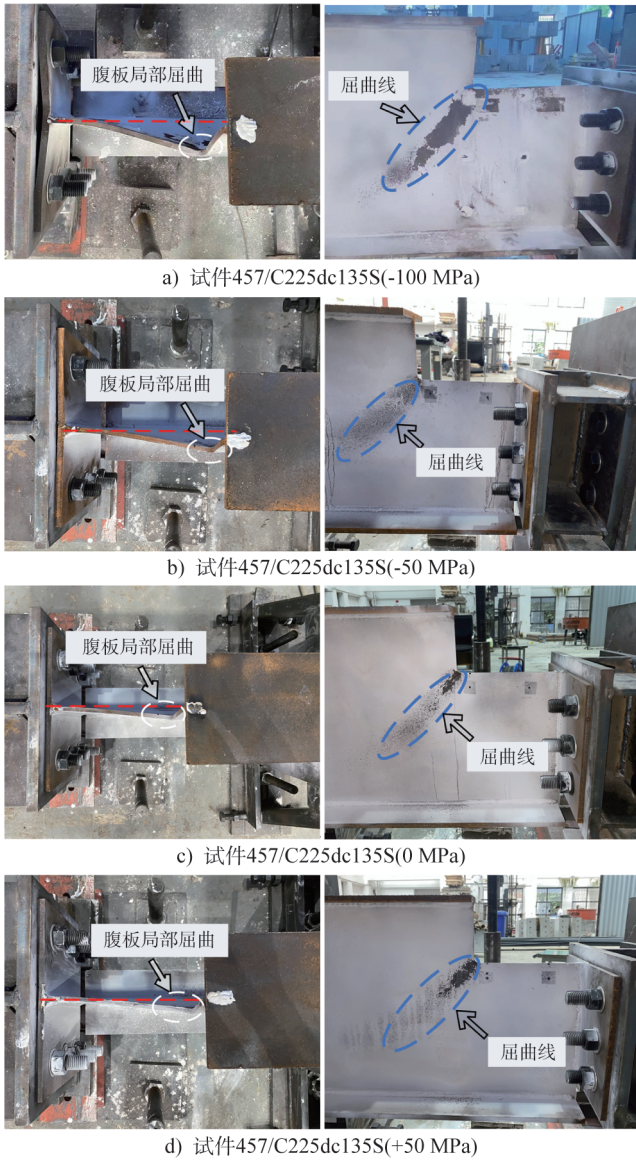


图6 试件破坏模式

Fig. 6 Failure modes of specimens

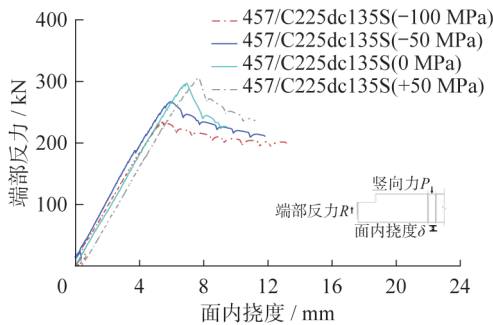


图7 试件端部反力-加载点面内挠度曲线

Fig. 7 Relationship curves of end reaction force and loading point in-plane deflection of specimens

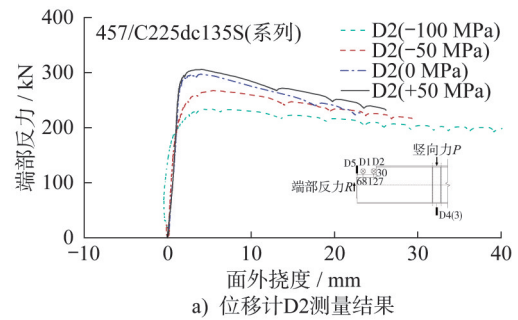
图8为切角区域的面外变形。在试件达到极限承载力之前,切角区域面外变形发展缓慢,达到极限承载力以后,面外变形发展迅速,且靠近切口处的位移计D2测量

表4 试验结果

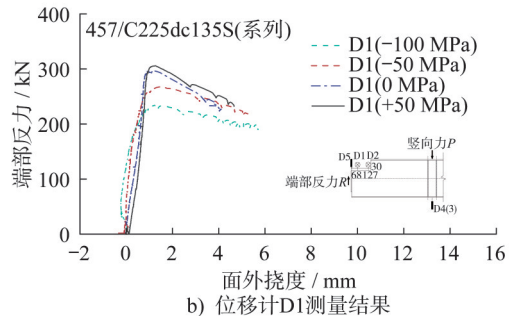
Table 4 Test results

试件编号	P_u /kN	δ /mm	R /kN
457/C225dc135S(+50 MPa)	540.28	7.70	305.89
457/C225dc135S(0 MPa)	512.99	6.95	297.25
457/C225dc135S(-50 MPa)	453.30	5.93	267.08
457/C225dc135S(-100 MPa)	390.28	5.44	234.22

的面外变形明显大于位移计D1测量的面外变形。轴向压力越大,切角区域腹板面外变形发展越快。比如,当试件457/C225dc135S(0 MPa)承载力下降至极限承载力的75%时,D2处面外变形由3.98 mm发展至22.21 mm,而试件457/C225dc135S(-100 MPa)承载力下降至极限承载力75%时,D2处面外变形由5.22 mm发展至56.44 mm。



a) 位移计D2测量结果



b) 位移计D1测量结果

图8 试件端部反力-面外挠度曲线

Fig. 8 Relationship curves of end reaction force and out-of-plane deflection of specimens

2.3 应变曲线

试件的应变分布情况如图9所示,图中展示了试件承载力达到极限承载力20%、40%和60%时对应的应变值。由于测量故障,没有采集到试件457/C225dc135S(-50 MPa)中S8的数据。从图中可以看出,切角区域截面上的应变沿着截面高度没有呈现出理想的线性关系,但在远离切口区域的梁跨中截面应变沿着截面高度近似呈线性分布,说明在受弯情况下,切角区域截面上的应变已不满足平截面假定。应变曲线的交点为截面中性轴位

置,中性轴在不同截面上的位置也发生了改变。在靠近切角端板处,中性轴的位置接近T形截面的形心轴,在切角截面上,中性轴更靠近工字形截面的形心轴。除此之外,若对试件施加的轴向压力越大,切角截面上端的应变发展越迅速。在切角截面上,S6应变片位于切角腹板上部,4个试件的S6处应变相比,轴向压力越大,S6处的应

变发展越快、压应变越大,而承受轴向拉力的试件S6处的压应变最小。以上现象说明对试件施加的轴向压力越大,切角处的应力集中越显著,应变发展越快,试件越容易发生屈曲,其极限承载力降低越明显。相反对试件施加轴向拉力时,能有效缓解切角截面的应力集中,延缓屈曲的发生,提升极限承载力。

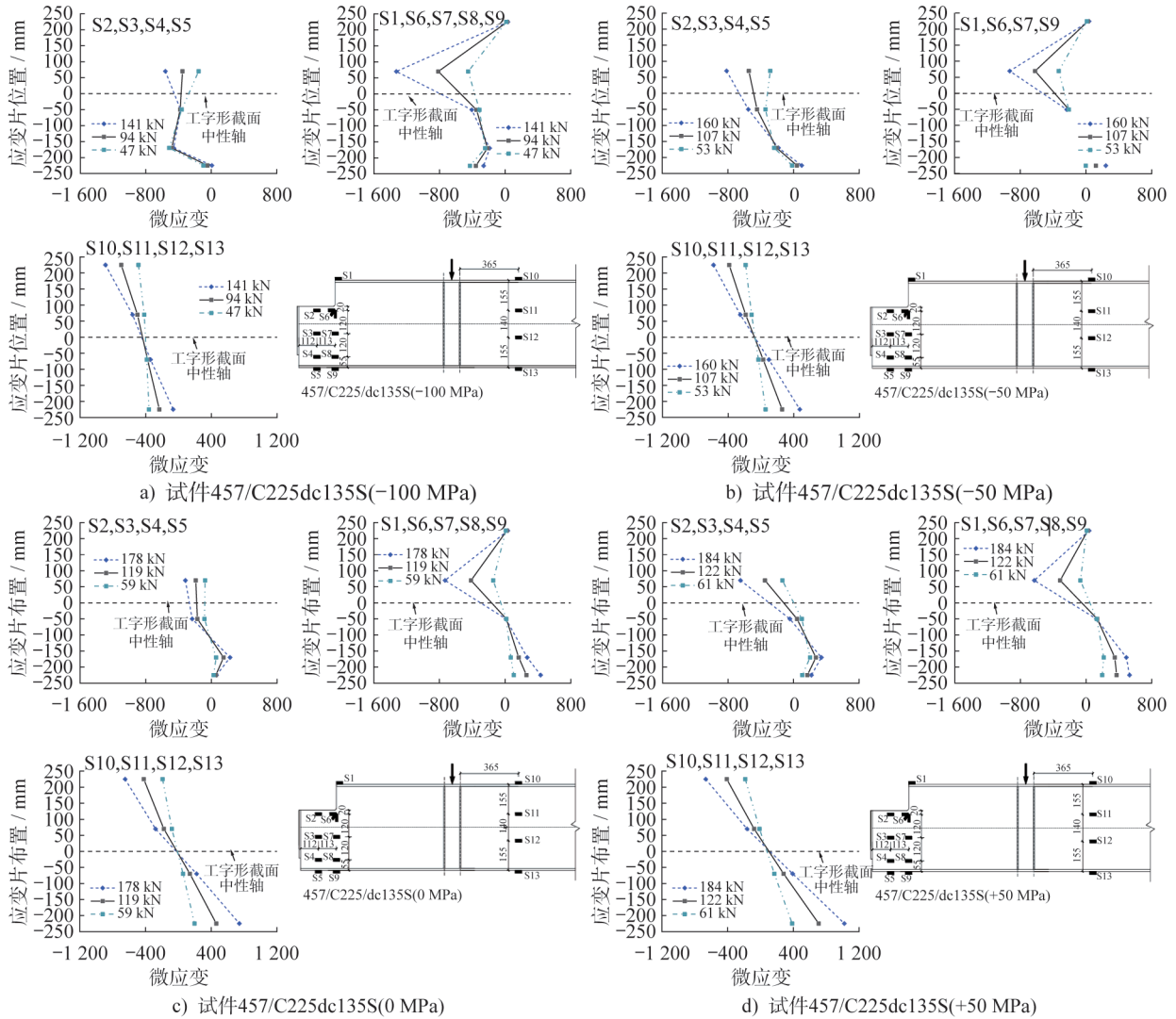


图9 试件应变分布

Fig. 9 Strain distributions of specimens

3 有限元分析

3.1 模型建立

采用有限元分析软件ABAQUS对试件的受力情况进行了模拟分析。整体模型如图10所示,试件采用了4节点壳单元缩减积分S4R模拟,该单元能有效地模拟出腹板屈曲以及屈曲后行为。

在切角端部和滚动支座处,分别采用了运动耦合约束,并根据试验情况约束了相应的自由度。同样,在竖向力加载区域和相应边界处采用了运动耦合约束,并施

加荷载。在布置侧向支撑的位置,约束了侧向位移。在有限元端板螺栓孔中心建立了竖向 U_2 方向的线弹簧^[20],通过多次有限元计算尝试,确定弹簧的线刚度为 $12\,000\text{ N}\cdot\text{mm}^{-1}$ 。连接件和端板接触面采用硬接触。钢材材料模型采用了多折线弹塑性本构模型以及Mises屈服准则,数据取值来源于材性试验,各参数取值见表3。

有限元模拟主要包含两个分析步骤,第一个步骤是屈曲特征值分析,目的是得到试件的一阶弹性屈曲模态,

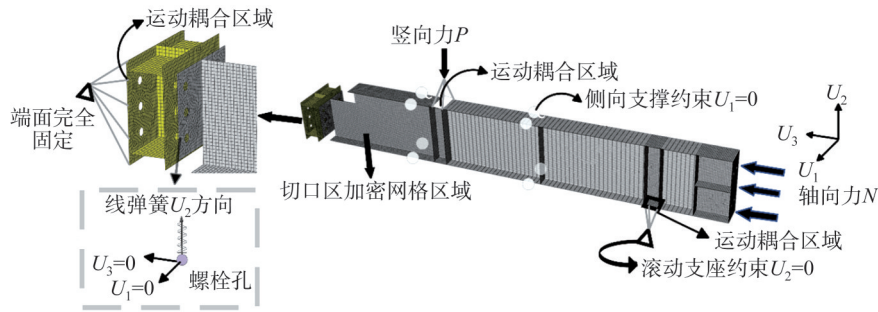


图10 试件有限元模型

Fig. 10 Finite element models of the specimen

然后采用引入缺陷值的方式(缺陷幅值在3.2节讨论)来考虑梁的初始缺陷,之后进入第二个分析步骤,即静力非线性屈曲分析中,得到梁屈曲后的非线性响应。

3.2 有限元验证

有限元得到的力-位移曲线结果与试验的力-位移曲线结果对比如图11所示,图中纵坐标为端部反力,横坐标为加载点面内挠度。为了考虑初始缺陷对计算结果的影响,每个模型共考虑了三种初始缺陷(I_{MP})来计算,即 $0.250t_w$ 、 $0.375t_w$ 和 $0.500t_w$, 其中 t_w 为腹板厚度。从图中可以看出,初始缺陷大小对切角梁的极限承载力有一定的影响,初始缺陷越大,极限承载越低。当初始缺陷为 $0.250t_w$ 时,有限元的模拟结果与试验结果相对误差较小,有限元模拟的极限承载力和试验的极限承载力比值为 $0.97\sim 1.01$ 。提取切口区域面外变形的数据,并与试验结果进行比较,如图12和图13所示,由图可知有限元模型能很好地模拟切口区域的面外变形情况。以上分析说明,有限元模型能较好地模拟出切角梁在考虑轴力作用下的变形和承载力变化规律。

3.3 切口区域轴应力影响

图14给出了竖向力加载至260 kN时4个模型的应力分布图。此时4个模型都尚未达到极限承载力,切口区域仍处于弹性。从图中的主压应力分布以及正应力分布情况可以看出,未承受轴向力时,切口区域的腹板处主压应力方向与竖直线夹角为 45° ,并呈现出以剪切屈曲为主的失稳趋势。而承受轴向力时,主压应力方向与竖直线夹角会偏离 45° ,轴向力越大偏离角度越大。当轴向力为压力时,主压应力方向与竖直线夹角大于 45° ,压应力分布范围更广;当轴向力为拉力时,主压应力方向与竖直线夹角小于 45° ,压应力沿着截面高度分布范围更小。说明轴向力会影响切口区域应力的大小和分布,轴向压力越大时切口区域压力场中的主压应力越大,整体压应力也越大。相反轴向拉力在一定程度上可以减小切口区域

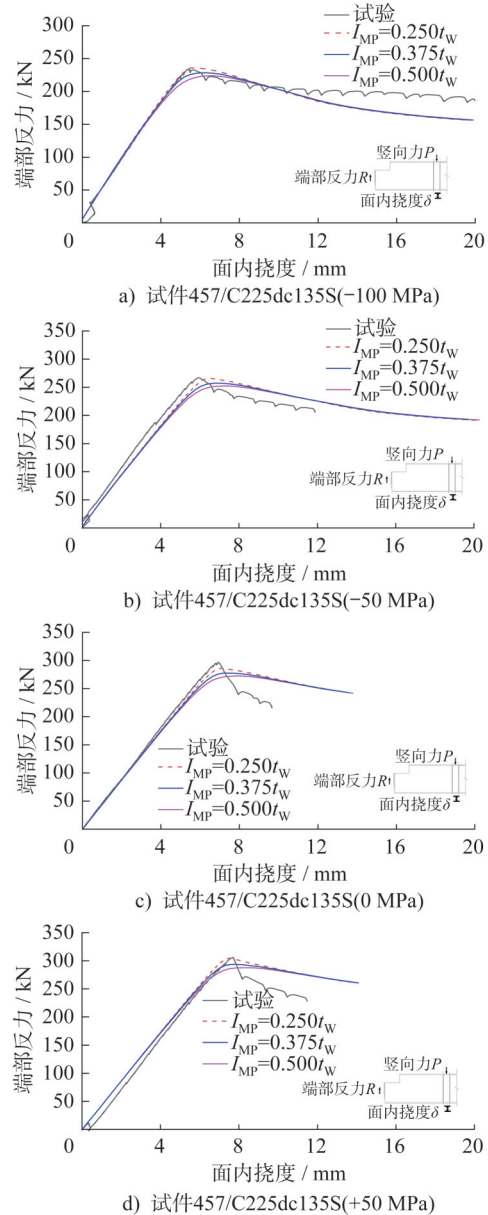


图11 端部反力-加载点面内挠度曲线有限元分析与试验对比

Fig. 11 Comparison of relationship curves of end reaction force and loading point in-plane deflection between test and FEA

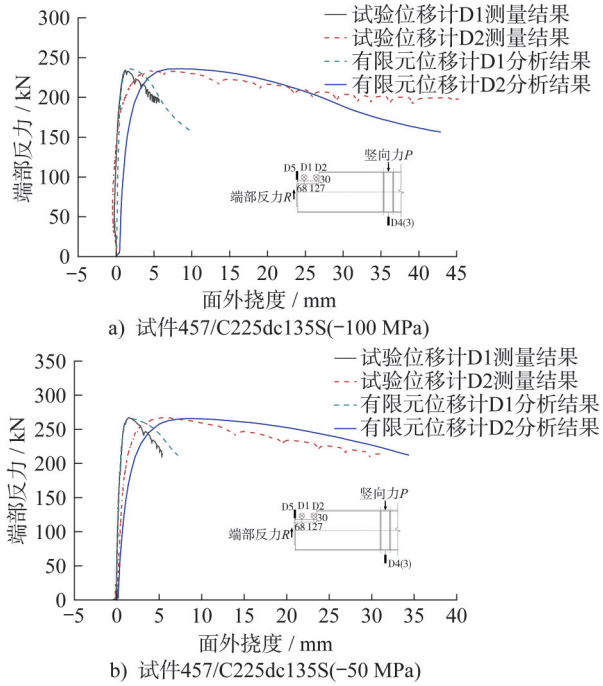


图12 端部反力-切口区面外挠度曲线有限元分析与试验对比

Fig. 12 Comparison of relationship curves of end reaction force and out-of-plane deflection between test and FEA

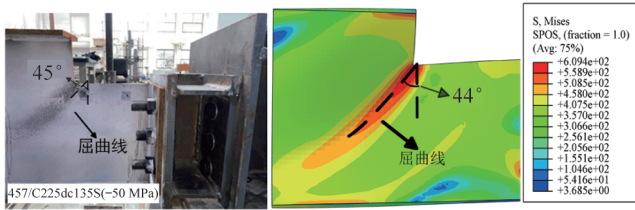


图13 有限元分析与试验破坏模式对比(单位:MPa)
Fig. 13 Comparison of failure modes between test and FEA (unit:MPa)

压力场中的主压应力和整体压应力。

4 公式评估

对于单切角梁的承载力计算,主要有4种方法。

第一种方法是CHENG^[5]基于简化边界条件的板屈曲理论推导得到的公式,如下:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 f \quad (2)$$

式中: σ_{cr} 为切角截面临界正应力; E 为型钢的弹性模量; ν 为钢材泊松比; f 为调整因子; k 为板屈曲系数; t_w 为腹板厚度; h_0 为切口区域截面高度。而其中板屈曲系数计算如下:

$$\begin{cases} k = 2.2 \left(\frac{h_0}{C}\right)^{1.65} & \frac{C}{h_0} \leq 1 \\ k = 2.2 \left(\frac{h_0}{C}\right) & \frac{C}{h_0} > 1 \end{cases} \quad (3)$$

式中: C 为切口长度,调整因子 f 主要考虑了应力集中、弯矩变化、剪应力和几何尺寸的影响,计算如下:

$$\begin{cases} f = \frac{2C}{D} & \frac{C}{D} \leq 1 \\ f = 1 + \frac{C}{D} & \frac{C}{D} > 1 \end{cases} \quad (4)$$

在计算得到的临界应力 σ_{cr} 小于屈服应力且梁受腹板局部屈曲破坏控制的情况下,可以根据力平衡求得此时对应的端部反力 $R_{CHENG} = \sigma_{cr} Z / C$, Z 为切口T形弹性截面模量。对于采用Q355钢的切角梁,当梁宽厚比小于48时,若 d_c 小于 $D/2$ 且 C 小于 D ,则不需要使用此公式进行腹板局部屈曲校核,而梁宽厚比大于等于48时,要满足切口长度大于 $110000D / (D/t_w)^3$ 才可使用此公式进行承载力计算,这也说明此公式主要适用于切口尺寸较大时弹性局部屈曲的计算。

第二种方法是YAM等^[18]基于板剪切屈曲模型推导得到的公式,如下:

$$\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \quad (5)$$

式中 k_s 为剪切屈曲系数,由下式给出:

$$\begin{cases} k_s = a \left(\frac{h_0}{C}\right)^b \\ a = 1.38 - 1.79 \frac{dC}{D} \\ b = 3.64 \left(\frac{d_c}{D}\right)^2 - 3.36 \frac{d_c}{D} + 1.55 \end{cases} \quad (6)$$

当计算得到的临界剪切应力 τ_{cr} 不超过剪切屈服应力时,对应于端部的反力 $R_{YAM} = \tau_{cr} t_w h_0$ 。

第三种方法是美国规范AISC^[17]里所提及的单切角承载力计算公式,该公式首先根据腹板长细比将切角梁进行了分类,其计算公式如下:

$$\begin{cases} M_n = M_p & \lambda \leq \lambda_p \\ M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} - 1\right) & \lambda_p < \lambda \leq 2\lambda_p \\ M_n = \sigma_{cr} Z & \lambda > 2\lambda_p \end{cases} \quad (7)$$

式中: σ_{cr} 即为上述第一种计算方法中的临界正应力; M_n 为切角截面的极限抗弯弯矩; M_p 为切角处全塑性弯矩; M_y 为切角处边缘屈服弯矩。 λ 为切口区域腹板长细比, λ_p 为切口区域腹板长细比属于厚实梁的限值, Z 为第一种方法里切口区域的弹性截面模量。此公式的理念为当 $\lambda \leq \lambda_p$ 时,梁由截面强度破坏控制;当 $\lambda_p < \lambda \leq 2\lambda_p$ 之间时,梁由弹塑性屈曲破坏控制;当 $\lambda > 2\lambda_p$ 时,梁由弹性局部屈曲破坏控制。采用此次试验所选取的试件尺寸进行计算可知,此次试验的切口区域腹板长细比都属于公式(7)中的第二类。

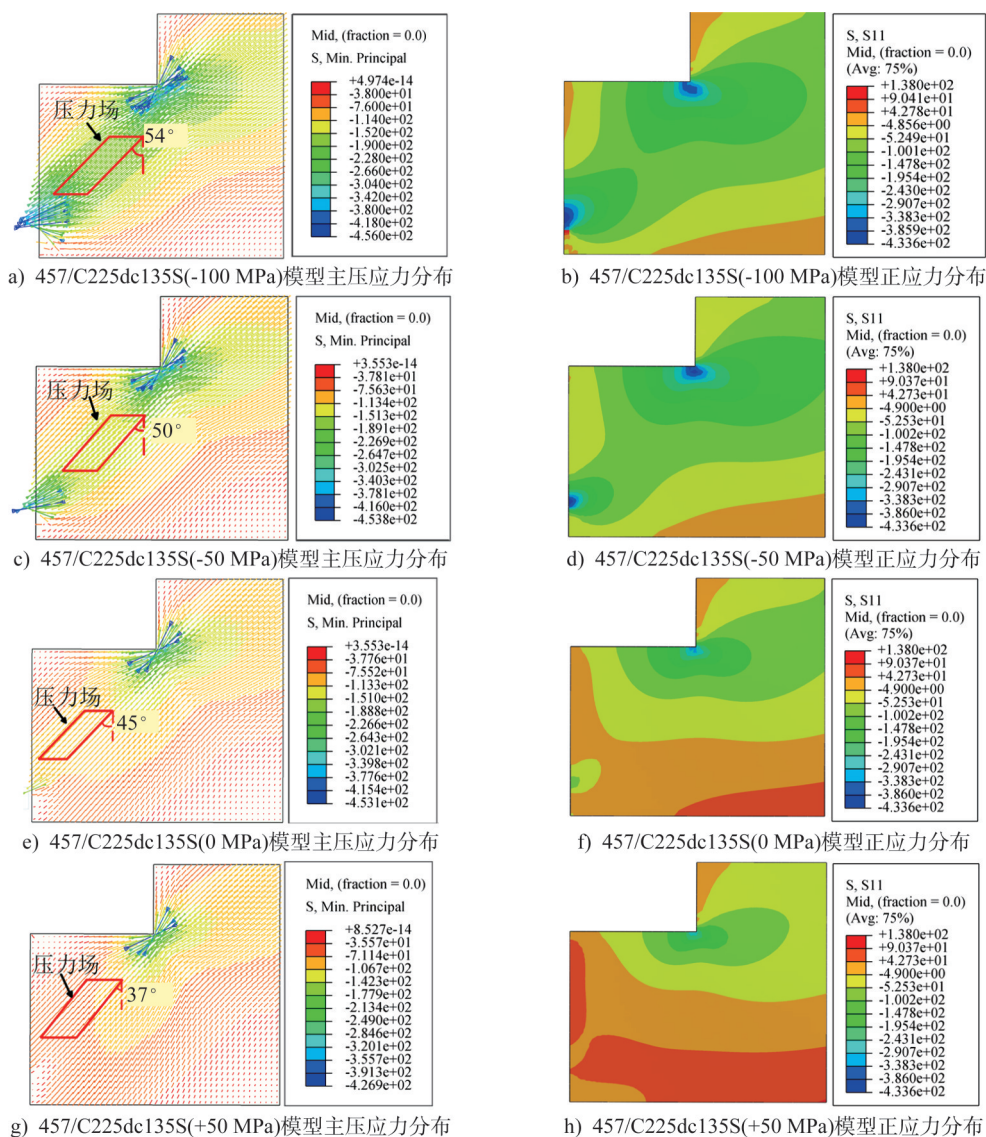


图 14 有限元分析的应力分布 (单位:MPa)

Fig. 14 Stress distribution of FEA (unit: MPa)

第四种计算方法是假定切角截面在弯矩作用下边缘屈服时对应的端部反力为 R_y 或端部剪切屈服反力为 R_{vy} , 此方法忽略了切角处的应力集中对应力计算的影响, 计算公式如下:

$$R_y = \frac{M_y}{C} = \frac{f_y Z}{C} \quad (8)$$

$$R_{vy} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3}} = \frac{f_y t_w h_0}{\sqrt{3}} \quad (9)$$

式中: f_y 为钢材屈服强度, A_v 为端部截面剪切面积。

将上述 4 种计算方法的计算结果和试验测得的极限承载力进行了比较, 如表 5 所示。由于本批次试验的切口长度 C 都小于 $110\ 000D/(D/t_w)^3$, 属于小切口尺寸的切角梁, 所以不满足 CHENG^[5] 的公式适用条件。由表 5 和图 15 可知, 试验测得的 R 都小于 R_y 和 R_{vy} 。 R 与 R_{vy} 比值的平均值为 0.49, 说明二者差异较大。但 R 与 R_y 比

值的平均值为 0.79, 变异系数为 0.10。YAM 等^[18] 公式计算结果与试验结果的平均比值达到 0.83, 变异系数为 0.10; 美国规范 AISCS^[17] 公式计算结果与试验结果的平均比值为 0.71, 变异系数也为 0.10。以上可以看出这三种公式的预测值与试验承载力相比都存在一定程度预测偏差。但对于没有轴力作用的试件 C225dc135S(0 MPa), YAM 等^[18] 的方法极限承载力预测值与试验结果比值达到了 0.90。说明在没有轴力作用下的小切口尺寸切角梁 ($C/h_0 < 1.5$), 使用 YAM 等^[18] 的剪切屈曲公式预测强度较为精准。这也验证了上节所述, 即无轴力影响时, 小切口尺寸的切角梁切口区域腹板的主应力方向与竖直方向夹角为 45°, 呈现一种以剪切应力为主导的屈曲状态, 此时弯曲应力对承载力的影响可以忽略。

无论是美国规范 AISCS^[17] 的公式、YAM 等^[18] 的公式还是 CHENG^[5] 的公式, 都未考虑到施加轴力对屈曲模

表5 公式计算值与试验结果对比

Table 5 Comparison between formula calculation results and test results

试件编号	R/kN	R_{YAM}/kN	R_{AISC}/kN	R_y/kN	R_{vy}/kN	R/R_{YAM}	R/R_{AISC}	R/R_y	R/R_{vy}
457/C225dc135S(+50 MPa)	305.90	331.86	386.28	348.84	563.87	0.92	0.79	0.88	0.54
457/C225dc135S(0 MPa)	297.20	331.86	386.28	348.84	563.87	0.90	0.77	0.85	0.53
457/C225dc135S(-50 MPa)	267.10	331.86	386.28	348.84	563.87	0.80	0.69	0.76	0.47
457/C225dc135S(-100 MPa)	234.20	331.86	386.28	348.84	563.87	0.71	0.61	0.67	0.42
					平均值	0.83	0.71	0.79	0.49
					变异系数	0.10	0.10	0.10	0.10

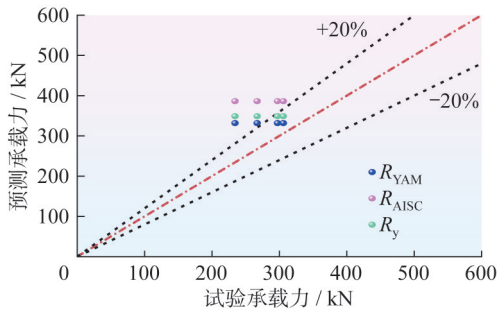


图15 不同公式计算结果与试验结果对比

Fig. 15 Comparison between different formula calculation results and test results

式的影响,只考虑了一种应力状态主导的屈曲模式,即以弯曲正应力为主的失稳模式或以剪切应力为主的失稳模式,未考虑到轴向应力、弯曲应力和剪切应力同时存在的失稳模式,且没有考虑到轴力对于切口区域腹板应力分布的影响,所以梁的切口区域承受大小不同的轴力时,公式的预测值始终不变,因此公式预测值与考虑轴力时的实际承载力之间存在较大的偏差。

5 结论

本文研究了轴力作用下切角梁的承载性能,根据试验和有限元分析结果,得出以下结论:

(1) 无轴力小切口的切角梁发生失稳前切口区域腹板中形成的压力场与垂直方向夹角为 45° ,说明小切口尺寸切角梁发生的是以剪切屈曲为主的局部失稳。而承受轴向力时,切口区域腹板压力场与垂直方向夹角偏离 45° ,呈现剪力和轴向力耦合的失稳模式。

(2) 切口区域承受轴向压力时,切角截面上应力集中更严重,切口区域压力场中的主压应力变大,导致腹板更容易屈曲,极限承载力降低;相反,切口区域承受轴向拉力时能缓解切角截面上的应力集中,降低切口区域压力场中的主压应力,延缓屈曲的发生,提升梁的极限承载力。

(3) 现有切角梁承载力公式不能准确计算轴力作用

下切角梁的承载力,这是因为已有的公式中没有考虑到轴力对切口区域应力分布的影响,且只考虑了单一应力主导状态下的失稳模式。

参考文献:

- [1] YAM M C H, KE K, LAM A C C, et al. Performance of single-coped beam with slender web and quantification of local web buckling strength [J]. *Thin-Walled Structures*, 2019, 144: 106355. DOI:10.1016/j.tws.2019.106355.
- [2] 陈绍蕃. 钢结构稳定设计的新进展[J]. *建筑钢结构进展*, 2004, 6(2): 1-13. DOI: 10.3969/j.issn.1671-9379.2004.02.001.
CHEN Shaofan. Recent progress in structural steel stability design [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2004, 6(2): 1-13. DOI:10.3969/j.issn.1671-9379.2004.02.001. (in Chinese)
- [3] 吴博, 郭成喜. 切口梁弯扭屈曲承载力参数分析[J]. *钢结构*, 2007, 22(8): 27-29. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2007.08.009.
WU Bo, GUO Chengxi. Parameter analysis of lateral torsional buckling of coped beam [J]. *Steel Construction*, 2007, 22(8): 27-29. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2007.08.009. (in Chinese)
- [4] 田跃. 局部切口钢梁的稳定设计[J]. *建筑结构学报*, 1992, 13(2): 29-36. DOI:10.14006/j.jzjgxb.1992.02.004.
TIAN Yue. Stability design of coped steel beams [J]. *Journal of Building Structures*, 1992, 13(2): 29-36. DOI:10.14006/j.jzjgxb.1992.02.004. (in Chinese)
- [5] CHENG J J. Design and behavior of coped beams (Lateral-torsional buckling, local web buckling, web reinforcement) [D]. Texas: University of Texas at Austin, 1984.
- [6] CHENG J R, YURA J A, JOHNSON C P. Lateral buckling of coped steel beams [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1988, 114(1): 1-15. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114: 1(1).
- [7] MALJAARS J, STARK J W B, STEENBERGEN H M G M, et al. Development and validation of a numerical model for buckling of coped beams [J]. *Journal of Constructional*

- Steel Research, 2005, 61(11): 1576-1593. DOI: 10.1016/j.jcsr.2005.04.001.
- [8] GUPTA A K. Buckling of coped steel beams[J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(9): 1977-1987. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110: 9(1977).
- [9] LAM C C, YAM M C H, IU V P, et al. Design for lateral torsional buckling of coped I-beams [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2000, 54(3): 423-443. DOI: 10.1016/S0143-974X(99)00058-9.
- [10] MALJAARS J, STARK J W B, STEENBERGEN H M G M, et al. Lateral - torsional buckling resistance of coped beams[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(11): 1559-1575. DOI:10.1016/j.jcsr.2005.04.005.
- [11] IBRAHIM S A, RIZKALLA K B, DESSOUKI A K. Lateral torsional buckling and strengthening techniques of coped beams with corrugated webs[J]. Thin-Walled Structures, 2020, 149: 106533. DOI:10.1016/j.tws.2019.106533.
- [12] 涂文卿. 切口工字形钢梁腹板局部屈曲承载力分析研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2010.
TU Wenqing. Analysis of local web buckling of coped steel I beams [D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2010. (in Chinese)
- [13] BIRKEMOE P C, GILMOR M I. Behavior of bearing critical double-angle beam connections [J]. Engineering Journal, 1978, 15(4): 109-115. DOI: 10.62913/engj.v15i4.324.
- [14] RICLES J M, YURA J A. Strength of double-row bolted-web connections [J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(1): 126-142. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109: 1(126).
- [15] YURA J A, BIRKEMOE P C, RICLES J M. Beam web shear connections: An experimental study[J]. Journal of the Structural Division, 1982, 108(2): 311-325. DOI:10.1061/jsdeag.0005873.
- [16] CHENG J R, YURA J A. Local web buckling of coped beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1986, 112(10): 2314-2331. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112: 10(2314).
- [17] ANSI/AISC 360-16 Specification for structural steel buildings[S].
- [18] YAM M C H, LAM A C C, IU V P, et al. Local web buckling strength of coped steel I beams [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(1): 3-11. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129: 1(3).
- [19] AALBERG A. Experimental and numerical parametric study on the capacity of coped beam ends [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 113: 146-155. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.06.004.
- [20] KE K, YAM M C H, LAM A C C, et al. Local web buckling of single-coped beam connections with slender web [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 150: 543-555. DOI:10.1016/j.jcsr.2018.08.017.