

U 型加劲板稳定极限承载力影响因素分析

陈沁恺¹, 柳俊哲^{1*}, 王 飞²

(1. 宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211; 2. 宁波工程学院 建筑与交通工程学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 为研究 U 型加劲板稳定极限承载能力受初始几何缺陷、焊接残余应力以及荷载偏心距等因素的影响, 采用考虑几何与材料双重非线性的有限元模拟方法, 对各影响因素进行参数分析。结果表明, U 型加劲板的稳定极限承载能力受初始几何缺陷的影响明显, 而焊接残余应力对其影响较初始几何缺陷更为显著; 荷载偏心距对加劲板极限承载力影响明显, 极限承载力随偏心距的增加逐渐降低, 且偏向 U 肋一侧时的降低幅度更大。

关键词: U 型加劲板; 稳定极限承载力; 初始几何缺陷; 焊接残余应力; 荷载偏心距

中图分类号: U448.36

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2018) 06-0074-07

钢箱梁由于自重轻、刚度大、极限承载能力强和施工速度快等优点, 在大跨度斜拉桥和悬索桥等复杂桥型中得到广泛应用。U 型加劲板作为钢箱梁的主要构件, 其最大厚度远小于横截面特征长度, 属于典型的薄壁构件。但在使用过程中, 尤其是在斜拉桥体系中, U 型加劲板承受着巨大的轴向压力, 因此加劲板的稳定问题尤为突出^[1-5]。

U 型加劲板的稳定极限承载力问题属于典型的第二类稳定问题, 需要考虑多种因素对其的影响。国内外学者对此展开了深入研究, 张欣^[4]研究了考虑多种影响因素的极限承载力计算方法, 并对开口、闭口加劲板进行了分析; 李立峰等^[5]对 U 肋加劲板的非线性稳定问题进行了研究, 并开展了局部稳定模型试验; 张小华^[3]研究了正交异性钢箱梁加劲板的极限承载力受初始几何缺陷等因素的影响情况; 秦凤江等^[1]分析研究了 U 型肋加劲板的稳定极限承载力的影响因素; Chou 等^[6]以旧金山—奥克兰海湾大桥的 U 型加劲板为研究对象开展稳定极限承载力试验; Paik 等^[7]考虑结构尺寸等多种因素对加劲板极限承载能力的影响, 并开展了深入研究。

目前, 关于 U 型加劲板稳定极限承载力的模

型试验和理论推导研究较多。但同时考虑材料和几何双重非线性效应作用, 研究初始几何缺陷、焊接残余应力和荷载偏心距对其影响作用的较少。尤其是关于荷载偏心距影响的研究更少。加劲板的初始缺陷会导致板件由中心受压变成偏心受压, 对于偏心受压的加劲板, 其荷载偏心距会随加载过程不断发生变化, 从而对板件的极限承载能力造成影响。

针对上述现状, 本文首先在建立 U 型加劲板有限元模型时考虑材料和几何双重非线性; 其次选取目前规范中常用的缺陷幅值, 研究结构的初始几何缺陷对加劲板极限承载能力的影响; 然后研究焊接残余应力的影响; 最后通过改变荷载作用点位置, 分别模拟不同程度的荷载偏心, 利用参数分析方法研究荷载偏心距对极限承载力的影响。

1 模型建立

1.1 有限元模型

采用有限元分析软件 ANSYS 15.0, 建立 U 型加劲板的分析模型, 具体尺寸见表 1 和图 1。母板与 U 肋均采用 SHELL181 单元进行模拟, 加劲板端部采用 MASS21 单元, 通过建立刚性域, 模拟加载

收稿日期: 2018-04-27.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journal.g.nbu.edu.cn/>

基金项目: 浙江省重点科技创新团队项目 (2013TD21)。

第一作者: 陈沁恺 (1993—), 男, 浙江杭州人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 桥梁工程。E-mail: chenqk310@foxmail.com

*通信作者: 柳俊哲 (1964—), 男, 黑龙江五常人, 教授, 主要研究方向: 混凝土耐久性。E-mail: junzheliu@163.com

端板. 通过共用节点形式模拟母板与 U 肋的焊缝.

表 1 U 型加劲板尺寸 mm

类型	1	2	3	4	5	6	7	8
单肋	3 500	800	14	6	280	180	400	0
双肋	3 500	1 600	14	6	280	180	400	800
三肋	3 500	2 400	14	6	280	180	400	800

注: 1 为板件长度; 2 为板件宽度; 3 为母板厚度; 4 为加劲肋厚度; 5 为加劲肋高度; 6 为加劲肋上翼缘宽度; 7 为加劲肋下翼缘宽度; 8 为加劲肋间距.

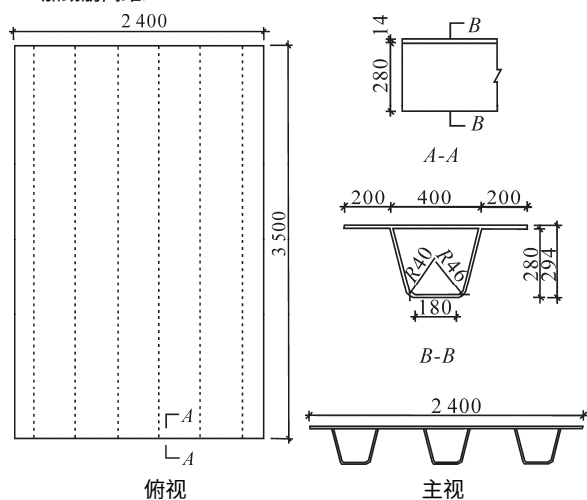


图 1 三肋模型构造(单位: mm)

1.2 材料本构关系

采用 Q345 钢材理想双折线本构关系(图 2), 根据钢材的材料性能数据, 钢材屈服前的弹性模量 $E=2.06 \times 10^5$ MPa, 屈服强度 $f_y=345$ MPa, 屈服后钢材塑性变形模量 $E_t=0.03E$, 钢材极限强度 $f_u=490$ MPa, 泊松比 $\mu=0.3$.

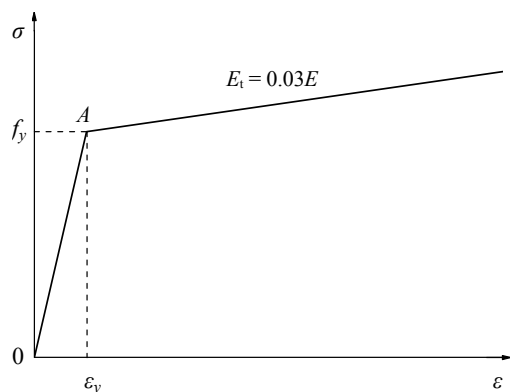


图 2 钢材的应力-应变曲线

1.3 边界条件与加载

将加载区简化为加载形心所在位置的节点(简称为端点), 通过生成刚性域将端点作为主节点与

加载面上所有的从节点连接, 并从 X 、 Y 、 Z 三个自由度生成约束方程. 以加劲板宽度方向作为 X 轴, 加劲板法向作为 Y 轴, 加劲板长度方向作为 Z 轴. 限制加载侧节点的 X 、 Y 两个方向的位移 UX 、 UY , 限制非加载侧节点的 X 、 Y 、 Z 三个方向的位移 UX 、 UY 、 UZ . 在加载侧的端点上沿 Z 轴正方向施加位移荷载, 采用弧长法进行求解.

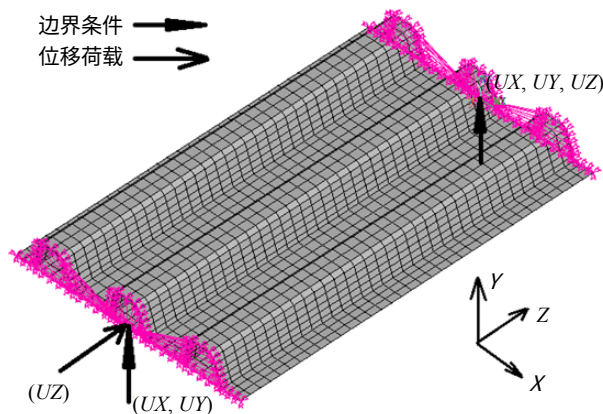


图 3 有限元模型

2 初始几何缺陷的影响

实际的钢制构件属于弹塑性材料, 在加工、运输过程中不可避免地会产生一些初始缺陷. 初始几何缺陷的大小和分布对构件的承载力会产生影响, 大致可分为两类: (1)局部初始缺陷, 主要针对局部板件的缺陷; (2)整体初始缺陷, 主要针对整体构件的缺陷.

世界各国在钢结构设计规范中对初始几何缺陷的具体取值做出了相应规定. 参考文献[8-10]中关于缺陷幅值的规定, 本文整体初始几何缺陷分别取 $L/500$ 、 $L/750$ 、 $L/1\,000$, 其中 L 为加劲板长边边长; 局部初始几何缺陷分别取 $D/100$ 、 $D/180$ 、 $D/200$, 其中 D 为 U 型加劲板短边边长.

2.1 初始几何缺陷的施加

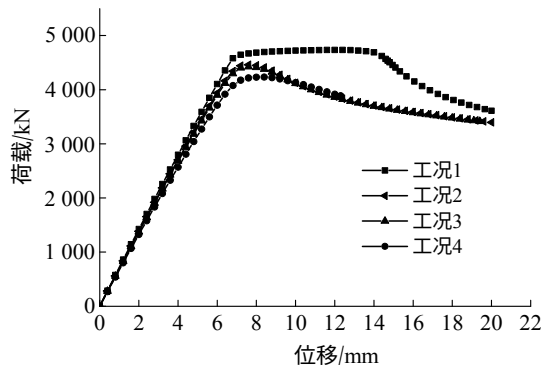
几何局部缺陷的施加采用有限元中常用的一致缺陷法. 利用一阶线性屈曲模态形状, 乘以相应的系数, 通过 ANSYS 中的 UPGEOM 命令, 实现局部缺陷的施加. 对于几何整体缺陷的施加, 通过将节点位置按正弦半波形式进行偏移, 利用偏移后的节点生成新的有限元模型来实现^[1,11].

2.2 考虑初始几何缺陷的极限承载能力

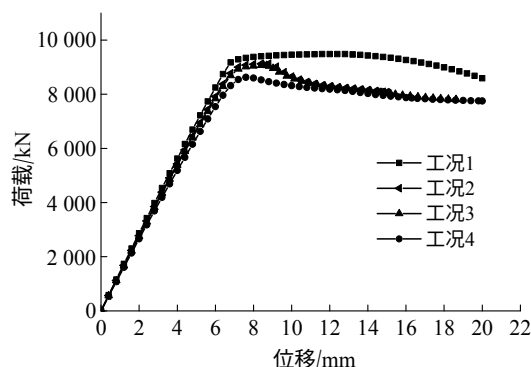
根据文献[8-10]选定的初始几何缺陷值, 分别

定义加载工况: 工况 1 为不考虑初始缺陷; 工况 2 为整体几何缺陷: $L/1\,000$, 局部几何缺陷: $D/200$; 工况 3 为整体几何缺陷: $L/750$, 局部几何缺陷: $D/180$; 工况 4 为整体几何缺陷: $L/500$, 局部几何缺陷: $D/100$ 。

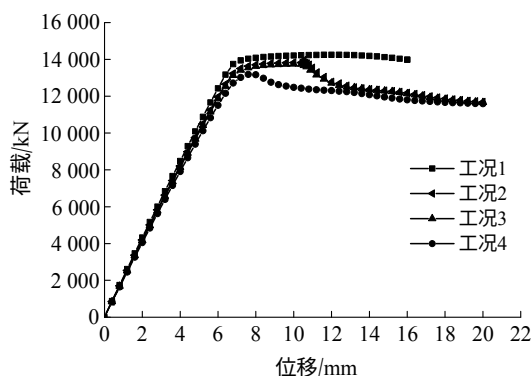
单肋、双肋和三肋 U 型加劲板的荷载-位移关系曲线如图 4 所示。



(a) 单肋加劲板



(b) 双肋加劲板



(c) 三肋加劲板

图 4 加劲板荷载-位移全过程曲线

由图 4 可知, 当初始几何缺陷为 $L/1\,000$ 和 $L/750$ 时, 稳定极限承载能力下降幅度差别不大;

当初始缺陷进一步增大时($L/500$), 极限承载力下降幅度较大。

通过对比单肋、双肋和三肋试件的荷载位移全过程曲线可以发现, 对于单肋试件, 当初始几何缺陷为 $L/1\,000$ 和 $L/750$ 时, 荷载-位移关系曲线没有明显的屈服段, 但有明显的下降段; 当初始几何缺陷为 $L/500$ 时, 荷载-位移关系曲线有明显的屈服段与下降段。对于双肋及三肋板件, 随着肋数的增加, 初始几何缺陷为 $L/1\,000$ 和 $L/750$ 的荷载-位移关系曲线的屈服段越明显, 而初始几何缺陷为 $L/500$ 时, 荷载-位移曲线的屈服段则缩短。

初始几何缺陷对加劲板极限承载力的影响结果见表 2 和图 5。

表 2 加劲板的稳定极限承载力

板件 类型	不同初始几何缺陷下加 劲板的极限承载力/kN				与工况 1 的差值/%		
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	工况 2	工况 3	工况 4
单肋	4 734.92	4 461.55	4 423.47	4 233.55	5.8	6.6	10.6
双肋	9 485.43	9 134.70	9 068.69	8 625.00	3.7	4.4	9.1
三肋	14 251.30	13 961.60	13 747.50	13 187.30	2.0	3.5	7.5

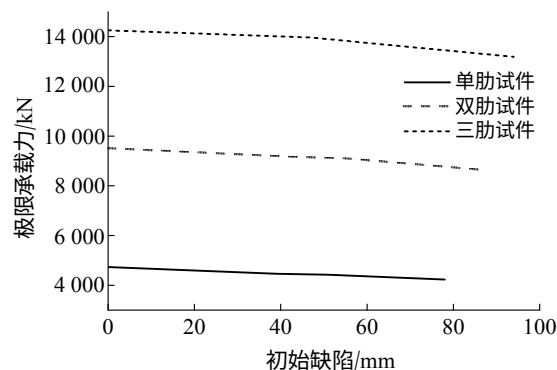


图 5 加劲板极限承载力与初始几何缺陷关系

由表 2 和图 5 可知, 单肋加劲板无初始缺陷时, 稳定极限承载力为 4 734.92 kN, 考虑初始几何缺陷为 $L/1\,000$ 、 $L/750$ 、 $L/500$ 时, 极限承载力分别下降 5.8%、6.6%和 10.6%, 当初始几何缺陷值由 0 增至 $L/500$ 时加劲板的稳定极限承载力呈线性下降趋势。双肋加劲板无初始缺陷时, 稳定极限承载力为 9 485.43 kN, 当初始几何缺陷值由 0 增至 $L/500$ 时, 加劲板的极限承载力近似呈线性下降约 9.1%。三肋加劲板无初始缺陷时, 极限承载力为 14 251.3 kN, 承载力随缺陷值的增大呈先慢后快的非线性

下降趋势; 考虑初始几何缺陷为 $L/1\,000$ 、 $L/750$ 、 $L/500$ 时, 稳定极限承载力分别下降 2.0%、3.5% 和 7.5%。相对于三肋加劲板, 单肋加劲板对几何缺陷的影响更为敏感。

3 焊接残余应力的影响

焊接应力是指构件因焊接过程中不均匀受热而产生的内应力, 根据作用时间不同可以分为焊接瞬时应力和焊接残余应力。瞬时应力为焊接过程中的某一瞬间的焊接应力; 焊接残余应力是指焊接过后残留在焊件内的焊接应力^[1,5,12]。

焊接残余应力不仅会降低结构的强度、刚度和稳定性, 还会严重影响疲劳强度、抗脆断和抗应力腐蚀开裂等能力, 是直接影响构件结构性能、安全可靠性的的重要因素。

3.1 加劲板的残余应力分布及施加

在有限元模型中, 通常利用对相应单元施加初始应力来模拟焊接残余应力。本文的焊接残余应力分布形式选取日本多多罗大桥 U 型加劲板的残余应力简化分布计算模式(图 6), 其中 B 为 U 型肋中心距的 1/2, L 为 U 肋的斜长, σ_y 为钢材的屈服强度。

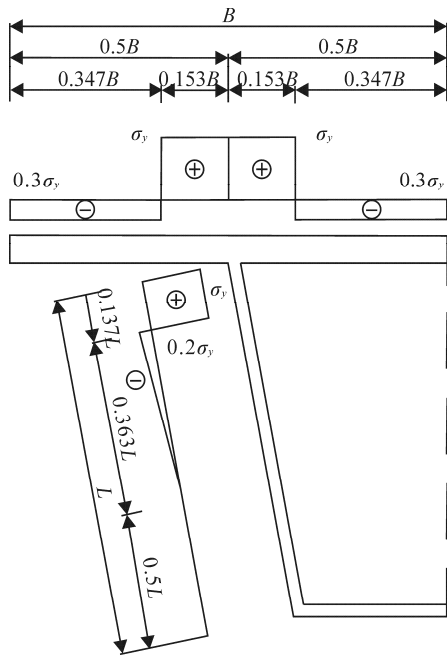


图 6 U 型加劲板残余应力计算简图

3.2 考虑焊接残余应力的极限承载能力

建立模型对加劲板施加相应的焊接残余应力,

生成初应力文件(IST 文件); 对模型施加全约束; 读取初应力文件(IST 文件); 计算得到支反力文件(RST 文件); 删除上述约束及荷载, 按实际情况对模型施加约束; 读取支反力文件(RST 文件); 为了消除由初应力荷载引起的位移, 且保证 U 型加劲板中应力不发生变化, 以便更好地导入残余应力, 再次读取初应力文件(IST 文件)。

考虑焊接残余应力对 U 型加劲板稳定极限承载力的影响, 采用有限元计算分析, 结果见表 3 和图 7 所示。

表 3 加劲板稳定极限承载力数值分析结果

板件类型	稳定极限承载力/kN		与无残余应力的差值比/%
	不考虑残余应力	考虑残余应力	
单肋	4 734.9	4 126.4	12.9
双肋	9 485.4	8 248.2	13.0
三肋	14 251.3	12 360.8	13.2

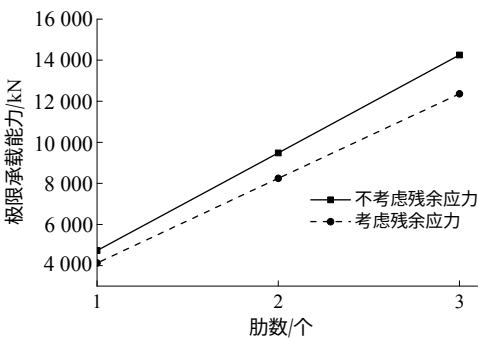


图 7 残余应力对稳定极限承载能力的影响

由计算结果可知, 残余应力对 U 型加劲板的稳定极限承载力有明显的影 响, 相比于初始几何缺陷, 焊接残余应力对其影响作用更大。随着加劲板 U 型肋数量的增加, 其影响作用呈增大的趋势。

4 荷载作用点的影响

加劲板的初始缺陷会导致板件由原本中心受压变成偏心受压, 对于偏心受压的加劲板, 其荷载偏心距会随着加载过程不断发生变化, 从而影响板件的稳定极限承载力。

根据文献[1]关于 U 型加劲板极限承载能力的研究, 通常考虑母板与 U 肋共同承受轴向力, 选取加劲板几何形心作为加载点, 按加劲板各组成部分的作用, U 肋的主要作用为提高面外刚度, 母板的主要作用为承受轴向压力, 应选取母板中心作

为加载点. 而实际工程中, 作用在 U 型加劲板上的荷载总存在不同程度的偏心.

取三肋加劲板为研究对象, 研究 U 型加劲板的极限承载能力受荷载作用点位置变化的影响. 考虑不同加载点位置(图 8), 其中 2 号位置为加劲板几何形心, 4 号位置为母板中心, 3 号位置为加劲板几何形心与母板中心连线中点, 1 号位置与 3 号位置关于加劲板几何形心对称, 5 号位置为母板下缘. 采用与上述相同的加载方式进行加载.

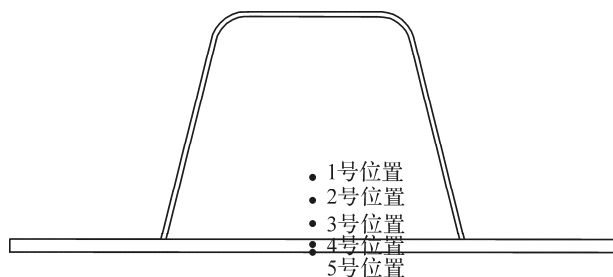
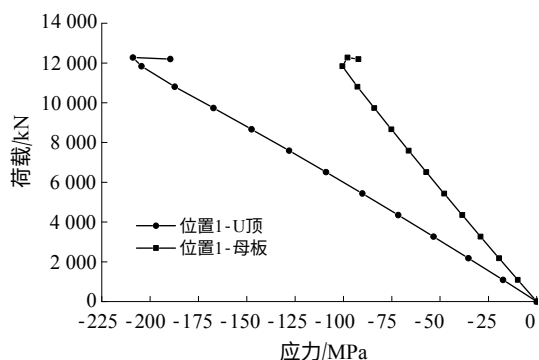


图 8 加载点位置

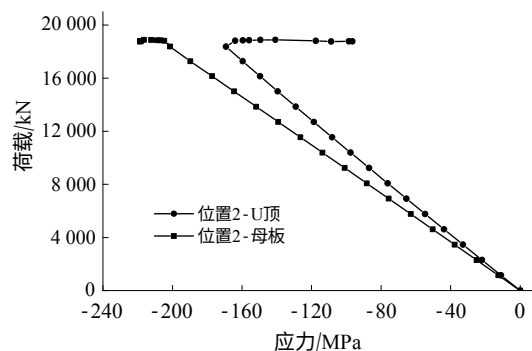
4.1 加劲板 U 肋顶的承载力分析

随着荷载偏心距的改变, 加劲板 U 肋顶的承载能力也随之发生变化. 通过有限元模拟计算分析加劲板 U 肋顶与母板的应力荷载关系. 由圣维南原理可知, 荷载的具体分布只影响荷载作用区附近的应力分布, 故选取加劲板中间 U 肋的肋顶与对应母板在跨中处的应变荷载关系. 不同加载点位置的 U 肋顶与母板的荷载应变关系曲线如图 9 所示. U 肋顶随加载位置变化的荷载应变关系曲线如图 10 所示.

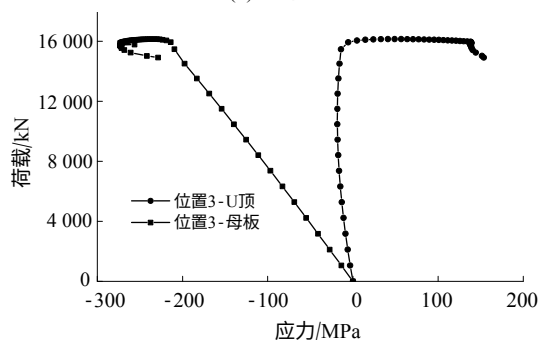
由图 9 可知, 随着加载位置向母板偏移, U 肋顶的抗压承载作用逐渐减弱. 若加载位置向 U 肋顶一侧偏移, 则极限承载力会下降. 1 号与 3 号位置距 2 号(几何形心)距离相同, 但 3 号位置极限



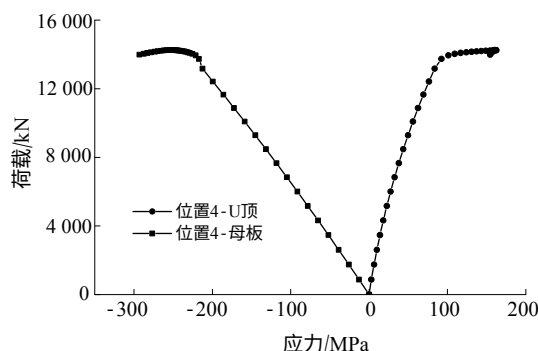
(a) 1#母板



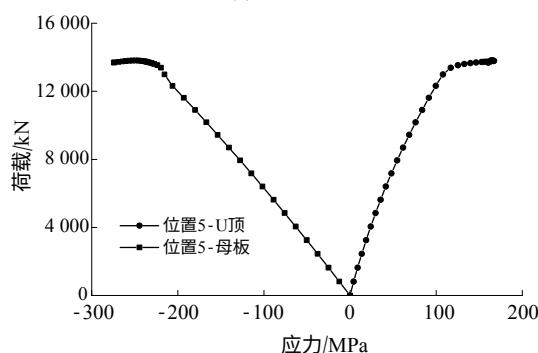
(b) 2#母板



(c) 3#母板



(d) 4#母板



(e) 5#母板

图 9 母板与 U 肋顶荷载-应力曲线

承载力大于 1 号, 这是由于母板为主要承压板件, 3 号距离母板形心更近, 故其极限承载力更大.

通过图 10 可知, 随着加载偏心位置的变化, U

肋顶的受力从受压逐渐变为受拉,由此可知,当偏心距达一定程度, U 肋的抗压作用逐渐减弱,甚至不再承受压应力,此时 U 肋的主要作用是提高加劲板的面外抗弯刚度。加劲板在钢箱梁中的受力往往存在一定程度的偏心,因此在设计时应注意加劲肋的有效抗压面积。

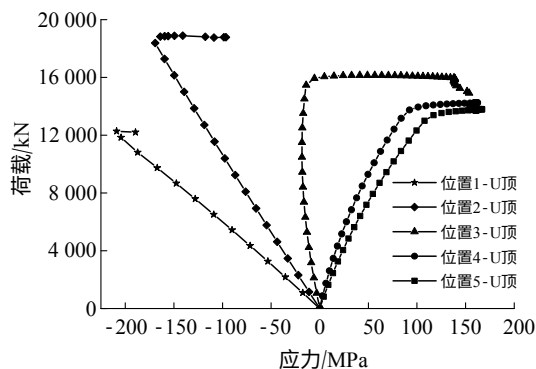


图 10 U 肋顶荷载-应力曲线

4.2 偏心距对极限承载能力的影响

综上研究结果,在结构或构件受轴压荷载的过程中,随着偏心距的增加,其稳定极限承载力迅速下降,而偏心距主要是由初始几何缺陷、加载位置以及加载过程中的面外位移造成,故可将这些缺陷等效考虑为初始偏心距,用初始偏心距来反映这些影响因素。

以 2 号加载位置为基准,分别与其他加载点位置进行荷载位移曲线对比,结果如图 11 所示。

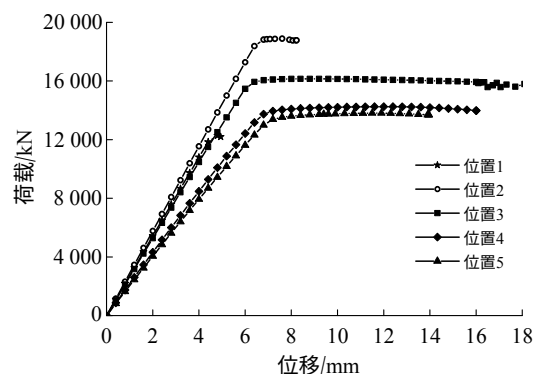


图 11 荷载-位移曲线

随着偏心距的增加,加劲板的稳定极限承载力逐渐降低,其中偏向 U 肋肋顶一侧时的极限承载力降低幅度更大。同时还可发现,随着加载点偏向母板一侧,其荷载-位移曲线的屈服段加长,若偏向 U 肋肋顶一侧,屈服段减短,故偏向 U 肋肋顶

一侧时板件受力更加不利。加劲板极限荷载随加载点靠近母板一侧偏心距的增加基本呈线形关系,如图 12 所示,其中, P_0 为 2 号加载点的稳定极限承载力, P 为 1 至 5 号加载点的稳定极限承载力。

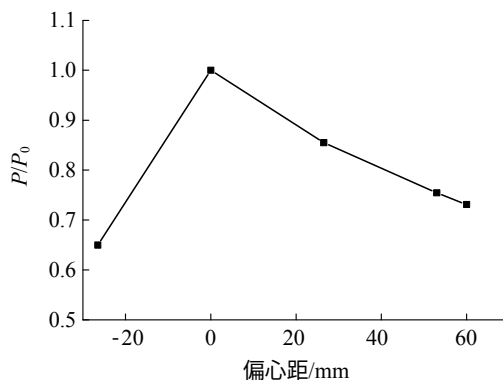


图 12 极限承载力与偏心距关系

5 结论

(1)焊接残余应力、初始几何缺陷和荷载偏心距等因素对 U 型加劲板稳定极限承载力影响较大,在计算分析时应加以重视。

(2) U 型加劲板的稳定极限承载能力受初始几何缺陷的影响较大,当初始几何缺陷为 $L/500+D/100$ 时, U 型加劲板的稳定极限承载能力最大下降 10.6%,且随着加劲板 U 肋数量的增加,初始几何缺陷的影响作用呈减小趋势,结构的缺陷敏感性减弱,有利于其受力。

(3)焊接残余应力对 U 型加劲板的稳定极限承载力有明显的影响。通过对单肋、双肋和三肋板件的研究,其极限承载能力下降约 13%,相比于初始几何缺陷,焊接残余应力的影响更为显著。随着 U 肋数量的增加,其影响作用呈增大趋势。

(4)利用数值模拟方法,得到了 U 肋加劲板抗压极限承载力与偏心距之间的关系,随着偏心距的增加,加劲板的稳定极限承载力逐渐降低,且偏向 U 肋肋顶一侧的降低幅度更大。

(5) U 肋顶的抗压承载作用随着偏心距的增加逐渐减弱,外荷载产生的压应力由母板承担,母板压应力迅速增加,出于保守考虑,当设计受压加劲板时,建议考虑加劲肋的承压有效面积。

参考文献:

[1] 秦凤江,狄谨,周绪红,等. 钢箱梁 U 型肋加劲板受压

- 稳定极限承载力影响因素分析[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2017, 37(1):58-66.
- [2] 赵秋, 杨明, 翟战胜, 等. 受压 U 肋加劲板局部稳定受力性能数值模拟[J]. 建筑科学与工程学报, 2017, 34(1): 32-40.
- [3] 张小华. 正交异性钢箱梁加劲板局部稳定理论研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2010.
- [4] 张欣. 正交异性钢箱梁局部稳定性研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2005.
- [5] 李立峰, 邵旭东, 易伟建, 等. 扁平钢箱梁局部稳定模型试验[J]. 中国公路学报, 2007, 20(3):60-65.
- [6] Chou C C, Uang C M, Seible F. Experimental evaluation of compressive behavior of orthotropic steel plates for the new San Francisco-Oakland Bay bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(2):140-150.
- [7] Paik J K, Seo J K. Nonlinear finite element method models for ultimate strength analysis of steel stiffened-plate structures under combined biaxial compression and lateral pressure actions-part II: Stiffened panels[J]. Thin-Walled Structures, 2008, 47(8/9):1008-1017.
- [8] ENV 1993-2:1997. Design of steel structures: Eurocode 3 [S].
- [9] GB50017-2003. 钢结构设计规范[S].
- [10] 赵秋, 翟战胜, 郭智勇. U 肋加劲板初始几何缺陷试验研究[J]. 结构工程, 2016, 32(1):147-153.
- [11] 赵秋, 翟战胜, 王捷, 等. 基于数值模拟方法的 U 肋加劲板初始几何缺陷研究[J]. 公路交通科技, 2016, 33(1): 64-69.
- [12] Masubuchi K. Analysis of Welded Structures[M]. New York: Pergamon Press, 1980:88-111.

Analysis of the influence factors of the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate

CHEN Qin-kai¹, LIU Jun-zhe^{1*}, WANG Fei²

(1.Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.School of Civil and Transportation Engineering, Ningbo University of Technology, Ningbo 315211, China)

Abstract: In order to study the influence of the initial geometric defect, welding residual stress and load eccentricity on the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate, the finite element simulation method is used to analyze the parameters of each influencing factor in this paper. The results show that the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate is obviously affected by the initial geometric defect, and the welding residual stress is more significant than the initial geometric defect. The load eccentricity has significant influence on the ultimate bearing capacity of the stiffening plate, and the ultimate bearing capacity decreases with the increasing of eccentricity and it tends to decrease more in the side of the U-rib.

Key words: U-rib stiffened plate; stability ultimate bearing capacity; initial geometric defect; welding residual stress; load eccentricity

(责任编辑 史小丽)