文章编号：0253-374X(2026)01-0040-14　　**DOI**：10.11908/j.issn.0253-374x.24299

圆钢管KK′X型节点性能的试验与数值分析

颜　阳[1,2]，管广跃[1,3]，童乐为[1,3]，赵成云[4]，张得旺[4]，吴　斌[5]

（1. 同济大学 土木工程学院，上海 200092；2. 中铁上海设计院集团有限公司，上海 200070；
3. 上海装配式建筑技术集成工程技术研究中心，上海 200011；
4. 昌达建筑科技有限公司，浙江 嘉兴 314009；5. 上海金钢科技有限公司，上海 201913）

摘要：采用试验和数值分析方法，对圆钢管桁架空间KK′X型间隙节点的性能开展了研究。首先，对2个不同几何参数的KK′X节点进行了破坏试验，研究了节点变形特征、破坏模式、荷载—变形曲线、极限承载力和应变强度分布等性能。其次，建立了KK′X型节点的有限元模型，其可靠性通过试验得到验证。应用该模型进一步分析了节点塑性区域及其发展过程。研究表明：节点的破坏模式均为主管塑性破坏，受压K支管处主管管壁向内凹进变形最为显著；支管直径增大能显著提高节点的极限承载力；节点相贯线附近应力分布较为复杂，最大的应变强度发生在受压K支管处的主管鞍点，率先进入屈服，之后塑性区域逐渐向外扩展，最终节点域大部分区域进入塑性。

关键词：圆钢管桁架；空间KK′X型节点；静力试验；有限元分析；破坏模式；极限承载力

中图分类号：TU391　　**文献标志码**：A

Experimental and Numerical Analysis of the Performance of Circular Hollow Section KK′X Joints

YAN Yang[1,2], *JIAN Guangyue*[1,3], *TONG Lewei*[1,3], *ZHAO Chengyun*[4], *ZHANG Dewang*[4], *WU Bin*[5]

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China.; 2. China Railway Shanghai Design Institute Group Co., Ltd., Shanghai 200070, China.; 3. Shanghai Engineering Research Center of Assembly Building Technology Integration, Shanghai 200011, China.; 4. Changda Steel Structures Co., Ltd., Jiaxing 314009, China.; 5. Shanghai Eterna Green Technology Co., Ltd., Shanghai 201913, China)

Abstract: The behavior of multiplanar KK′X gap joints in circular hollow section (CHS) trusses was investigated experimentally and numerically. First, failure tests on two KK′X joints with different geometric parameters were conducted with different geometric parameters to examine their deformation feature, failure mode, load-deformation responses, ultimate bearing capacities, and strain intensity distributions. Next, a finite element (FE) model of KK′X joints was established and validated against the experimental results. The plastic zone and its development were analyzed using this model. The results indicate that the failure mode of the all joints belongs to chord plasticization. The depression deformation of chord wall at K compressive brace came to maximum. Increasing the brace diameter could enhance the ultimate bearing capacity of the joint. The stress distribution near the intersection between brace and chord is more complicated, with the maximum strain intensity occurring at the chord saddle adjacent to the K compressive brace, where yielding initiates first. The plastic zone then propagates outward, eventually encompassing the most region of the joint region.

Keywords: circular hollow section (CHS) truss; multiplanar KK′X joints; static test; finite element (FE) analysis; failure mode; ultimate bearing capacity

圆钢管桁架结构（简称管桁架）已广泛应用于体育场馆、会展中心、高铁站房、工业厂房、桥梁、海洋平台等工程结构中。在管桁架结构中，通常支管直接焊接在主管上而形成相贯曲线的节点。由于节点几何形状的变化造成节点刚度分布不均匀，同时焊接易产生缺陷，因此节点应力集中严重，容易发生破坏，这是管桁架结构设计中的一个重要环节。管桁架的节点形式众多，工程应用上常见的有平面的K、N、T、Y、X、KT型等和空间的KK、TT、XX型等。这些平面节点[1-4]和空间节点[5-8]的受力性能，国内外已开展了较多的研究，它们的静力设计计算已在一

收稿日期：2024-09-15
基金项目：上海市高峰学科建设项目（2019010301）；中铁上海院集团科研计划（集-20-63）
第一作者：颜　阳，高级工程师，博士生，主要研究方向为高性能结构及新型结构。E-mail：yanyang@sty.sh.cn
通信作者：童乐为，教授，博士生导师，工学博士，主要研究方向为钢与组合结构。E-mail：tonglw@tongji.edu.cn

论文拓展介绍

些钢结构设计标准、指南中给出[9-10]。

随着管桁架的工程应用需要与发展，出现了一些新型而复杂节点形式。我国一些高铁站房屋盖因结构布置的需要，混合应用了管桁架和网架结构。在管桁架与网架交汇处，网架的水平杆件垂直交汇焊接到管桁架的空间KK型节点处，形成了一种KK′X型节点（空间KK型节点与平面X型节点的组合。除此之外，在采用管桁架的大跨度体育场馆、机场、桥梁以及海洋石油平台等钢结构中也有空间KK′X型节点的应用。因此，KK′X型节点已是管桁架中的一种基本节点形式。

空间KK′X节点是一种杆件相交较多、几何形状和受力较复杂的新型节点，目前的研究非常有限，国内外设计规范也未有涉及。赵宪忠等[11]针对特定的工程试验研究了带有内部加劲肋的KK′X型节点性能。赵庆阳[12]采用ANSYS软件对KK′X型节点的承载力进行了参数化分析，但节点模型数量较少，且缺少试验结果的验证。

综上所述，有必要对KK′X型节点的性能和设计方法展开系统深入的研究。本文针对轴力作用下的空间圆钢管KK′X型间隙节点展开了一系列工作，包括：①节点静力试验，②节点有限元分析模型验证。

1　节点试验方案

1.1　试件设计

需研究的KK′X型节点的几何形式如图1所示，由1根主管、4根K支管和2根X支管组成，节点无偏心，即主管与各支管轴线交于一点；节点几何对称，4根K支管几何尺寸相同，2根X支管几何尺寸相同；X支管与主管垂直相交。

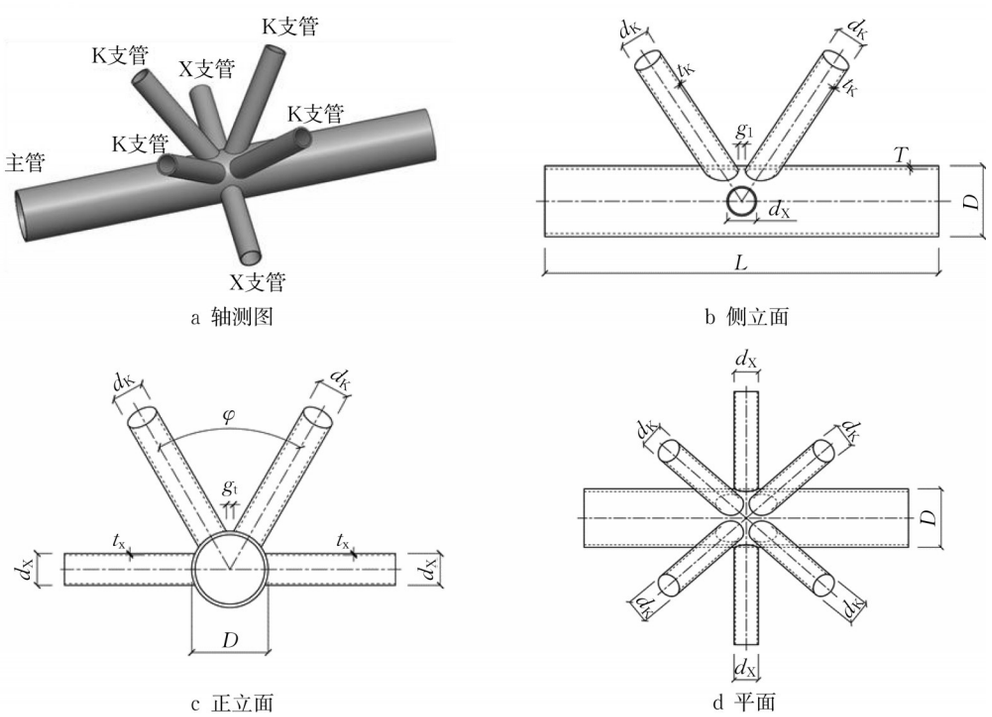


图1　KK′X型间隙节点几何参数的符号

Fig.1　Symbol of geometric parameters of KK′X gap joint

节点主要几何参数涉及：D和T分别为主管直径和壁厚；d_X和t_X分别为X支管直径和壁厚；d_K和t_K分别为K支管直径和壁厚；θ为主管与K支管的夹角；φ为K支管在主管横截面上投影的夹角；g_l为K支管纵向间隙距离；g_t为K支管横向间隙距离。当上述几何参数确定后，g_l和g_t可由其他几何参数计算得到。

管节点性能经常与以下量纲为一几何参数有关，定义如下：γ为主管径厚比，$\gamma = D / (2T)$；β_K为K支管与主管直径比，$\beta_K = d_K / D$；τ_K为K支管与主管壁厚比，$\tau_K = t_K / T$；β_X为X支管与主管直径比，$\beta_X = d_X / D$；τ_X为X支管与主管壁厚比，$\tau_X = t_X / T$。

在管桁架结构体系中，杆件承受轴力为主，节点的受力示意图如图2所示，2根K支管受拉，2根K支管受压，X支管和主管受压或受拉。6根支管中，K支管是主要的受力杆件，轴力较大；X支管一般作为

联系杆,轴力较小。若无特殊说明,后续文中KK′X型节点承载力均指K支管处节点承载力。

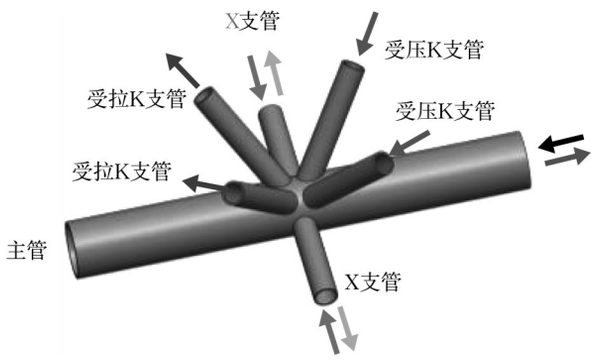


图2 KK′X型节点受力示意

Fig.2 Schematic of forces on KK′X joint

管桁架节点的试验通常有2种方式,一是采用单独的节点,这需要设计加工专用且复杂的加载反力架和工装件,各杆件要施加与桁架节点受力匹配的荷载,当节点处杆件越多(KK′X节点有8根杆件,参见图1)则试验难度越大;二是直接采用包含试验节点的小桁架,反力架简单,加载方便,真实反映节点受力状况,但是为了达到试验目的,桁架设计要确保试验的节点破坏。经综合比较,本文采用包含KK′X型节点的悬臂桁架,通过对桁架端部加载来达到节点试验。试验时,将桁架倒置安装,千斤顶放置在地面,竖直向上加载,可省掉竖向反力架的使用,且千斤顶安装和加载更加方便。

包含KK′X型节点的桁架试件共有2个,都采用Q235B钢管,节点几何参数详见表1和表2,桁架几何尺寸详见图3。2个试件(桁架和节点)除了支管直径不同外(分别为80 mm和102 mm),其他几何参数都一样。

表1 试件几何参数

Tab. 1 Geometric parameters of specimens

试件编号	D/mm	T/mm	d_X/mm	t_X/mm	d_K/mm	t_K/mm	θ/(°)	φ/(°)
KKX−1	245	6	80	6	80	6	60	60
KKX−2	245	6	102	6	102	6	60	60

表2 试件量纲为一几何参数

Tab. 2 Non-dimensional geometric parameters of specimens

试件编号	γ	β_X	τ_X	β_K	τ_K
KKX−1	20.4	0.33	1.0	0.33	1.0
KKX−2	20.4	0.42	1.0	0.42	1.0

在KK′X型节点处的支管端部,采用先进的数控切割机按照设计要求精准切割相贯线,并开设坡口,然后采用全熔透对接与角接组合焊缝与主管连接,按照我国《钢管结构技术规程》(CECS 280:2010)[13]、《钢结构焊接规范》(GB 50661—2011)[14]以及《钢结构工程施工质量验收标准》(GB 50205—2020)[15]要求施焊与验收。经无损探伤检验,焊接质量符合要求。

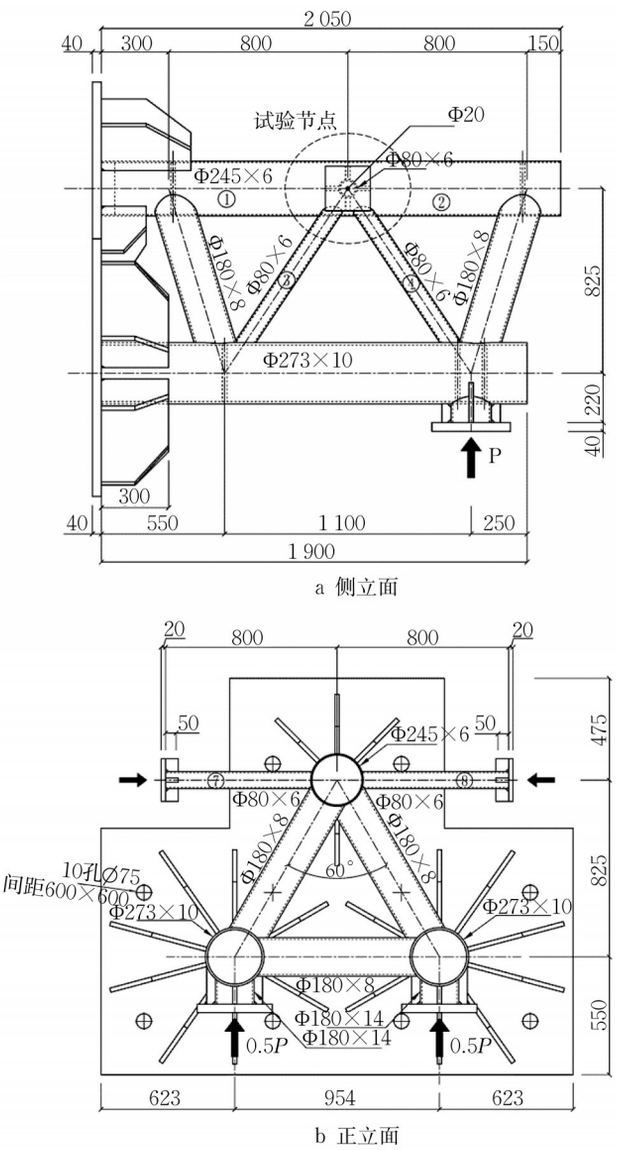


图3 桁架试件的几何尺寸(单位:mm)

Fig.3 Dimension of truss specimens (unit:mm)

桁架试件中KK′X型节点的杆件编号和拉压轴力示意图见图4所示。③号、⑤号K支管受拉,④号、⑥号K支管受压,⑦号、⑧号X支管受压。

1.2 加载方式

如图5a所示,悬臂桁架一端采用高强度锚栓与反力墙刚性连接,另一端采用2个千斤顶竖直向上施加大小相等的竖向荷载,从而实现试验节点处的K支管产生如图4预期的轴力。

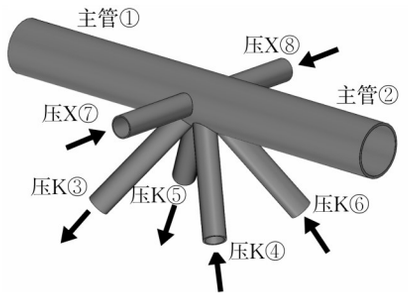
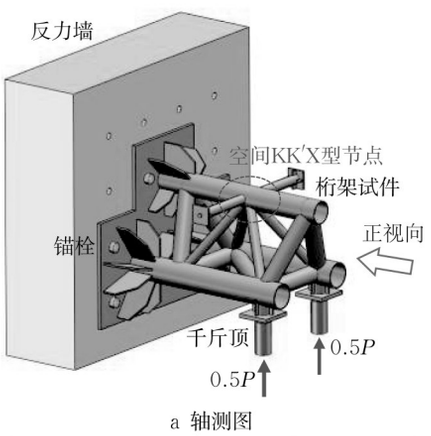
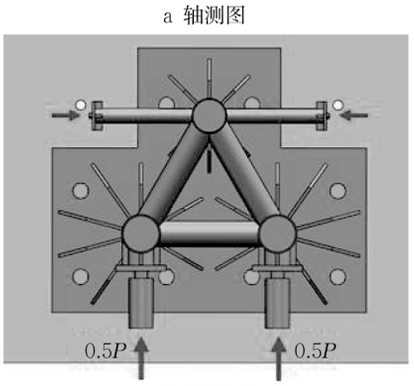


图4　节点的杆件编号与拉压轴力情况

Fig.4　Member numeration and forces on joint



a 轴测图



b 正立面

图5　悬臂桁架加载

Fig.5　Loading on cantilever truss

若设置反力架和水平千斤顶，再对桁架实现KK′X节点X方向2根支管的加载有较大的难度，因为当竖向千斤顶荷载较大时，桁架会产生较大竖向变形，X支管的2个水平千斤顶需要有竖向位移跟动装置。为此，在X支管内设置预应力钢绞线、管端部设置钢板和锚具，在试验前张拉钢绞线实现对X支管施加预期的轴向压力，如图5b所示。

1.3　有限元预分析

为了保证桁架加载时破坏发生在试验的KK′X节点处，对桁架支座节点、竖向加载节点位置的杆件进行适当的加强处理（选用较大壁厚的钢管，布置内部加劲板），并采用ABAQUS软件对桁架进行有限元预分析。在极限承载力状态时，试件KKX-1的Mises应力分布情况如图6所示。可见整个桁架中，试验节点处Mises应力和变形最大，其他位置的应力和变形相对较小，说明桁架试验可保证在试验节点处破坏。试件KKX-2也是如此。

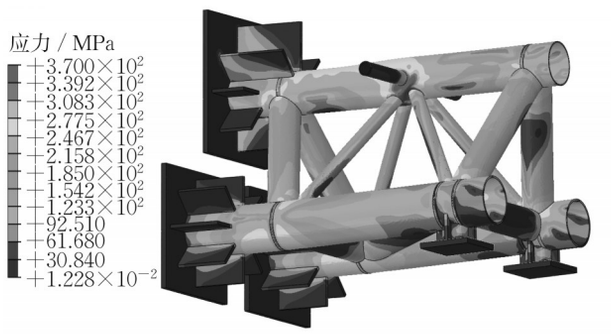


图6　KK′X-1节点的Mises应力云图

Fig. 6　Mises stress nephograph of KK′X-1 joint

张拉X支管的钢绞线时，先采用千斤顶张拉到较大的荷载，锚固后千斤顶卸载，随后进行二次张拉，消除因锚具回缩引起的预应力损失，最终使得钢绞线达到预期的拉力值。为了保证在整个张拉过程中试件处于弹性状态，通过有限元计算，确定试件KKX-1的最大张拉荷载为20 kN，钢绞线最终预期拉力为10 kN；试件KKX-2的最大张拉荷载为25 kN，钢绞线最终预期拉力为15 kN。

采用直径为12.9 mm的1×3钢绞线，抗拉强度为1 470 MPa，单根钢绞线的屈服承载力为110 kN。为了使得钢绞线能够锚固在2个X支管的端板上，在X支管轴线处主管两侧壁上各开一个Φ20的小孔，使得钢绞线穿过主管。虽然KK′X节点的K支管是主要的受力构件，X支管受力较小，但仍以有限元分析了主管两侧开小孔是否会影响K支管的承载能力。图7为K支管轴力—节点变形曲线，其中横坐标为主管管壁沿K支管轴向的局部变形δ。可见开孔与未开孔的2条曲线几乎完全重合，说明主管两侧是否开小孔对K支管在节点处的承载力没有什么影响。

1.4　材性实测数据

试件的所有圆钢管采用Q235B钢材，所有钢板采用Q355B钢材。试验节点处包含3种规格的钢管，从钢管上切割钢材制作材性试件。各钢管材性试验的实测结果列于表3。

1.5　加载制度

试验开始前张拉Φ12.9的1×3钢绞线对X支管

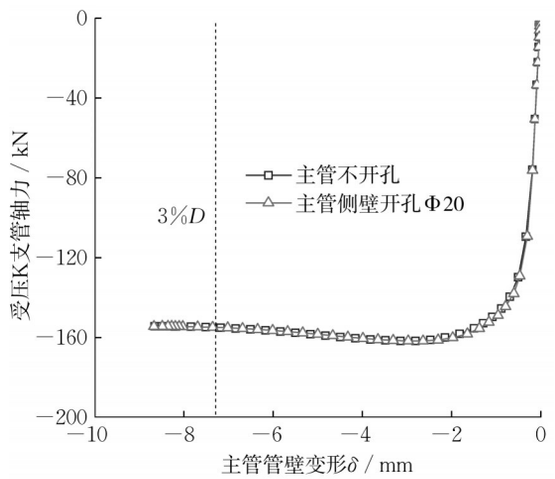


图7 主管两侧壁开小孔前后的承载力对比

Fig. 7 Comparison of bearing capacity with and without small holes in chord

表3 Q235B钢管力学性能试验结果

Tab. 3 Test results of mechanical property of Q235B tube

钢管规格/(mm×mm)	弹性模量/10^5MPa	屈服强度/MPa	屈服应变/10^{-6}	抗拉强度/MPa	延伸率/%
Φ80×6	1.96	307	1 563	476	29
Φ102×6	2.04	336	1 640	487	26
Φ245×6	1.97	310	1 575	479	299

加载,如图8所示。采用数控程序控制千斤顶张拉力的大小,最终分别对试件KKX-1和KKX-2的X支管施加10 kN和15 kN的固定压力。

如图9所示,当试件正式加载时,2个竖向千斤顶的总荷载P在弹性阶段分级加载,每50 kN一级,当进入弹塑性阶段时连续位移加载,直至试件丧失承载力。

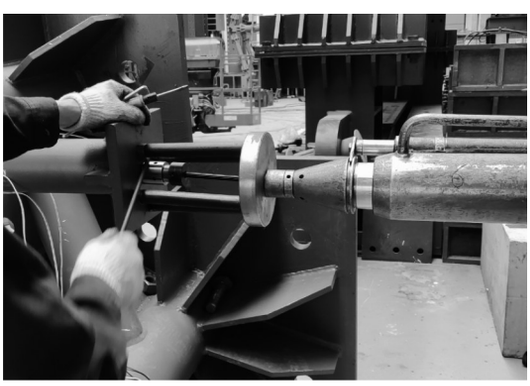


图8 对X支管加载(张拉预应力钢绞线)

Fig.8 Loading on X brace

1.6 测试方案

针对试验节点的测试内容有:①节点处主管和各支管中部截面沿圆周均匀布置4个单向应变片,用于反算杆件轴力;②如图10所示,节点在相贯线的主管多向应力复杂,塑性变形大,是常见的破坏位置,故布置一些三向应变片,以掌握节点域应变(应力)分布;③如图11所示,布置位移计,测量节点处各支管轴向相对主管管壁的变形δ,测量桁架悬臂端的整体竖向位移Δ。

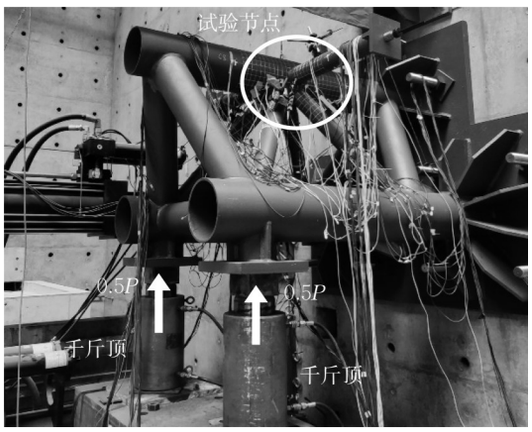


图9 对桁架试件竖向加载

Fig.9 Loading vertically on truss specimen

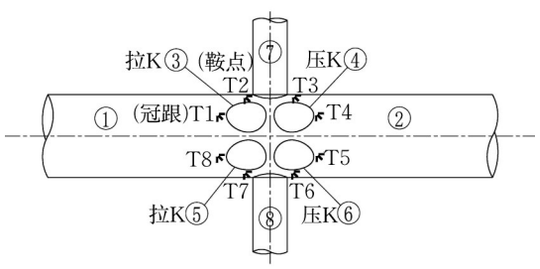


图10 节点处主管三向应变片布置

Fig.10 Arrangement of strain gage rosette on chord

2 试验结果与分析

2.1 节点破坏特征

桁架试件KKX-1当竖向总荷载P施加到约1 160 kN时丧失极限承载力,试验结束。节点最终破坏形态如图12所示,K支管相贯线附近的主管管壁区域发生显著变形,尤其是受压K支管处主管管壁向内凹进,变形最为显著;受压K支管与X支管之间区域主管管壁向外鼓曲;受拉K支管处主管管壁略微外凸。节点的破坏模式为典型的主管塑性破坏。

桁架试件KKX-2当竖向总荷载P达到1 200 kN左右时,观察到③号受拉K支管焊缝根部出现裂纹,当达到1 260 kN左右时,桁架丧失极限承载力,试验

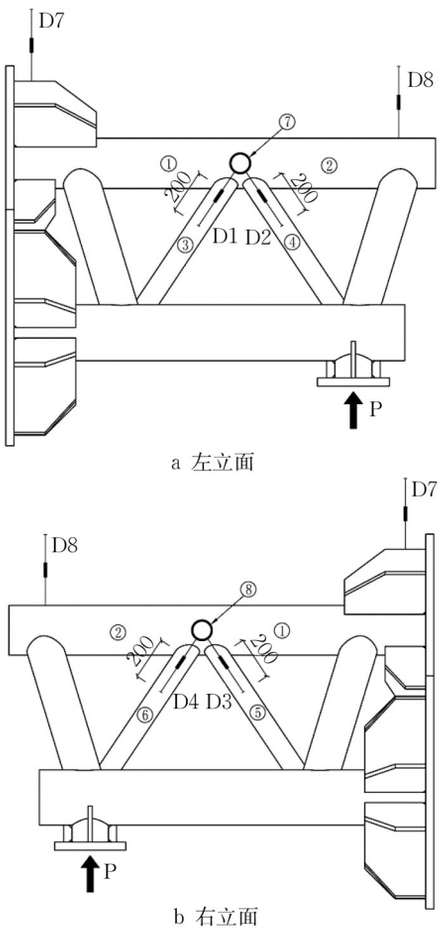


图11　试件位移计布置(单位：mm)

Fig.11　Arrangement of displacement meter on specimen(unit：mm)

结束。节点最终破坏形态如图13所示，KKX-2节点变形与KKX-1十分类似，但变形幅度比KKX-1小。该节点破坏模式属于主管塑性破坏以及焊缝破坏，将结合节点的N—δ曲线作进一步分析。

2.2　节点极限承载力判定准则

除了关注结构整体的荷载—位移曲线外，考察管节点性能通常关注支管轴力N与主管管壁沿支管轴向的局部变形δ曲线。图14给出了管节点可能的3种典型N—δ曲线类型，曲线A和B的轴力都具有峰值点，达到了极限承载力，曲线C未出现轴力的峰值点。考虑到节点过大的塑性变形将显著影响节点刚度和结构的使用状态，故需要规定一个基于节点变形的极限承载力限值。国际上通常将管节点的极限变形限值定义为主管管壁变形达到主管外径D的3%[10]。因此，节点最终的极限承载力取受压支管轴力峰值和主管管壁极限变形限值这2个临界状态先期到达者对应的支管轴力[16]。对K型类节点，通常按照容易使节点破坏的受压支管轴力来评价。这样，曲线A的极限承载力为其受压支管轴力峰值，而曲线B和C的极限承载力都为基于3%D极限变形的受压支管轴力。

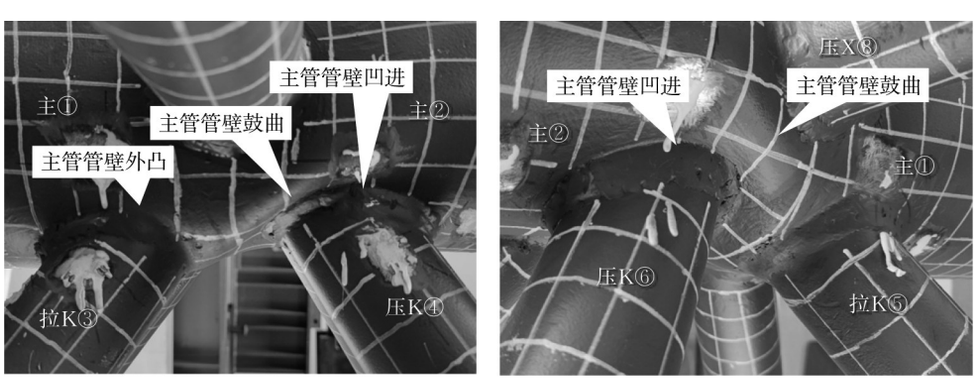
2.3　桁架竖向荷载—悬臂端变形曲线

图15为桁架试件竖向总荷载P与悬臂端竖向变形Δ(已扣除桁架支座竖向位移)曲线，P和Δ均以向上为正。桁架试件KKX-1和KKX-2极限荷载分别为1 161和1 267 kN，2个试件的曲线形状基本一致。

2.4　K支管轴力—桁架竖向荷载曲线

图16和图17分别为2个试件的K支管轴力N与桁架试件竖向总荷载P变化曲线，支管轴力N以拉为正，以压为负，参见图4。图16和图17反映了加载过程中K支管轴力N的变化趋势，可以看到，同一试件各K支管轴力大小的变化趋势基本一致。

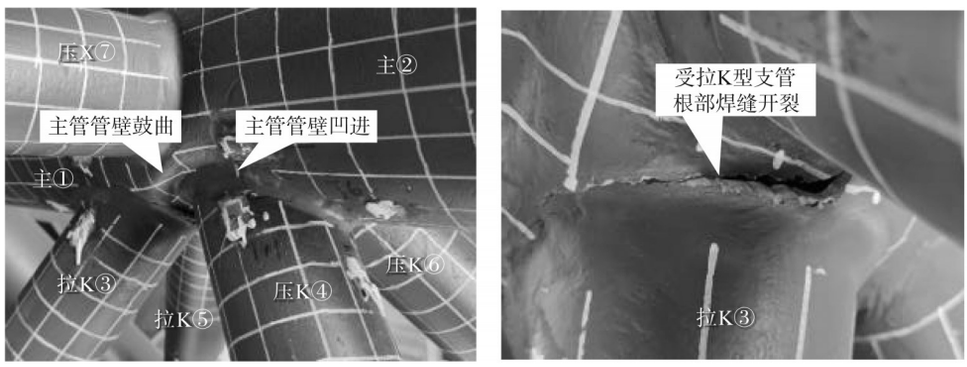
此外，图17中，试件KKX-2当各个K支管轴力达到峰值点时，竖向千斤顶总荷载P约为1 100 kN，此时未观察到节点焊缝破坏。之后桁架杆件内力有所重分布，千斤顶可继续加载，支管轴力减小，变形仍进一步增大，在P约为1 200 kN时观察到焊缝开裂。即试件KKX-2的K支管轴力先达到极大值，后



a 左立面　　b 右侧轴测图

图12　试件KKX-1节点破坏形态

Fig.12　Failure patten of KKX-1 joint



a 左侧轴测图　　b 焊缝根部开裂

图13　试件KKX-2节点破坏形态

Fig.13　Failure patten of KKX-2 joint

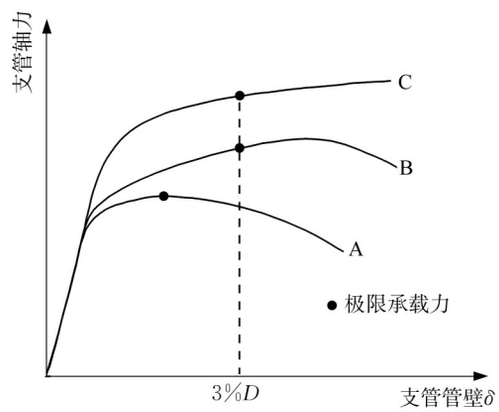


图14　管节点典型的N—δ曲线类型

Fig.14　Typical N—δ curve of tubular joints

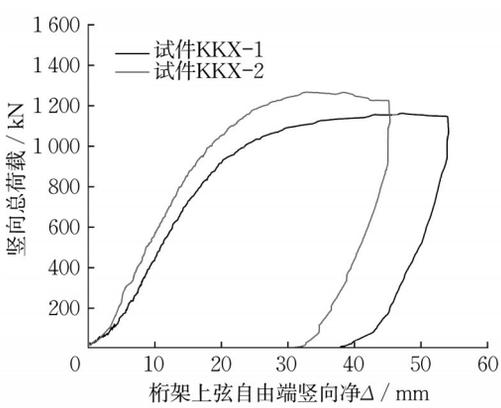
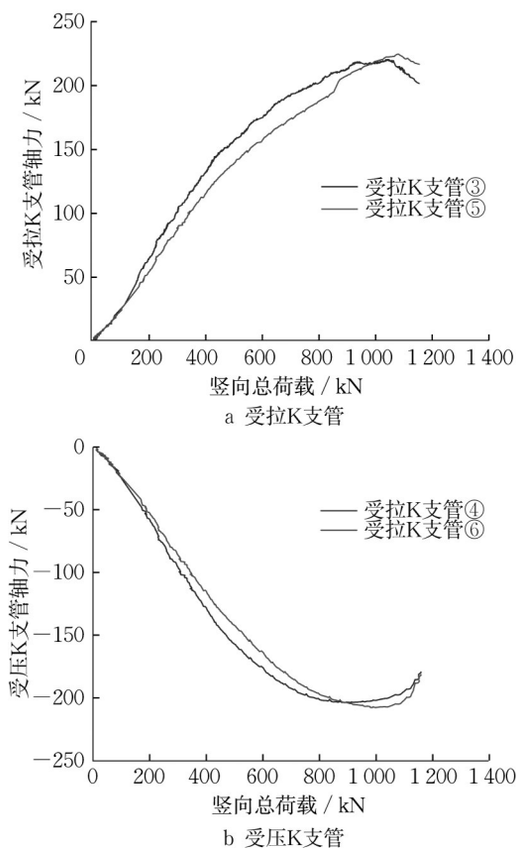


图15　桁架竖向总荷载—悬臂端变形曲线

Fig.15　P—Δ curve of truss



a 受拉K支管

b 受压K支管

图16　KKX-1的K支管轴力—桁架竖向总荷载曲线

Fig.16　N—P curve of KKX-1 joint

出现焊缝开裂。

2.5　节点支管轴力—主管管壁变形曲线

图18和图19分别为2个试件KK′X型节点处K支管轴力—主管管壁变形(N—δ)曲线,主管管壁变δ以凸出为正,以凹进为负;支管轴力N以拉为正,以压为负。

可见N—δ曲线的变化特征基本一致:支管轴力较小时,节点处于弹性阶段,支管轴力与主管管壁变形呈线性关系;随着轴力增大,主管管壁塑性发展,节点刚度下降,变形速率加快,曲线斜率变小;最终荷载达到峰值点后曲线开始下降,支管轴力减小,节点变形继续增大。

由前文分析可知,试件KKX-2焊缝开裂出现在K支管轴力达到极大值之后,即焊缝开裂出现在图20中N—δ曲线的下降段。结合图13中主管发生较大变形和前面对KKX-2节点破坏模式的初步分析,

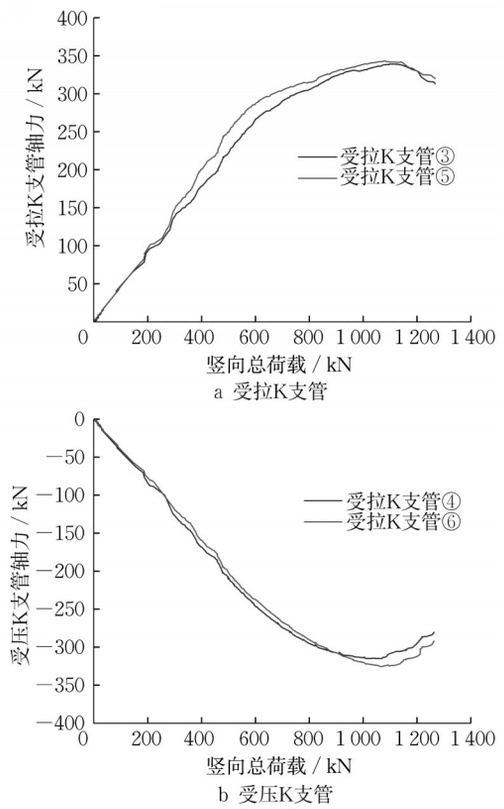


图17　KKX-2的K支管轴力—桁架竖向总荷载曲线

Fig.17　*N*—*P* curve of KKX-2 joint

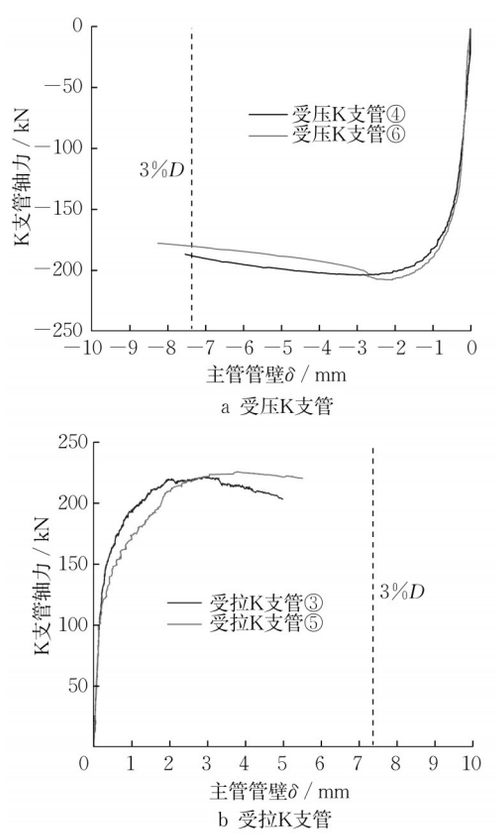


图18　KKX-1的K支管轴力—主管管壁变形曲线

Fig.18　*N*—*δ* curve of KKX-1 joint

可判断试件KKX-2节点属于主管塑性破坏而丧失承载力，焊缝开裂是节点发生主管塑性破坏后进一步变形的结果。

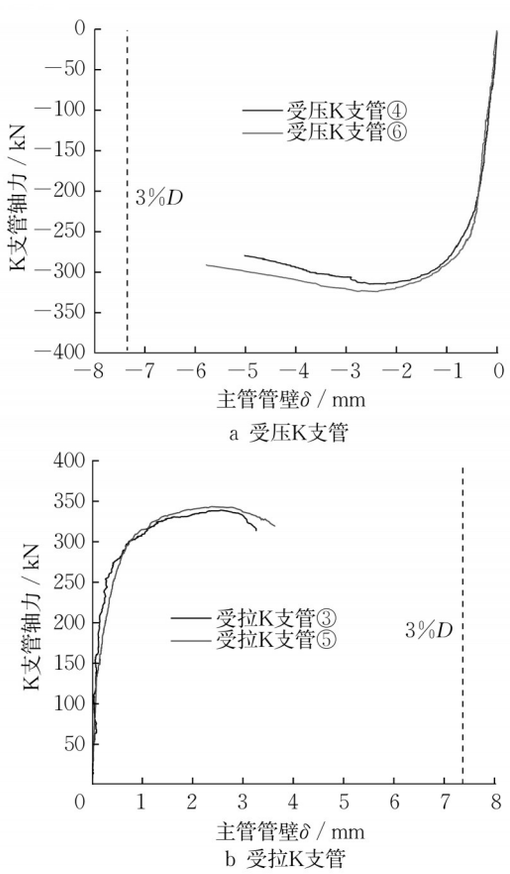


图19　KKX-2的K支管轴力—主管管壁变形曲线

Fig.19　*N*—*δ* curve of KKX-2 joint

2.6　节点极限承载力

由图18和图19可见，2个试验节点的N—δ曲线均先出现峰值点，对应的变形没有超过3% D（3% D=7.35mm），因此将峰值点对应的支管轴力作为试验节点在各K支管处的极限承载力，取各K支管处的极限承载力的较小绝对值作为节点的极限承载力，见表4。

2个试件相比，支管与主管直径之比β从0.33增大到0.42，增幅27.3%，节点的极限承载力从203.8 kN提高到315.1 kN，增幅54.6%，说明β对空间KK′X型节点极限承载力的影响很大，支管直径增大能显著提高节点的极限承载力。

2.7　主管管壁应变强度分布

KK′X节点破坏过程中在主管管壁产生较大的塑性应变，可根据图10的三向应变片测试数据，按照式(1)计算应变强度ε_i[17]，了解塑性应变的分布及其程度。

表4 节点试件的极限承载力试验值

Tab. 4 Test value of ultimate bearing capacity of specimens

单位:kN

试件编号	受拉K支管③	受压K支管④	受拉K支管⑤	受压K支管⑥	节点极限承载力
KKX−1	220.3	−203.8	224.6	−205.3	203.8
KKX−2	338.3	−315.1	342.6	−325.1	315.1

$$\varepsilon_i=\frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_1-\varepsilon_2)^2+(\varepsilon_2-\varepsilon_3)^2+(\varepsilon_3-\varepsilon_1)^2} \tag{1}$$

式中:ε_1、ε_2、ε_3分别为三向主应变。

图20给出了2个试件在各级竖向荷载P时节点的主管管壁应变强度分布状况,可见:在同一支管附近的主管区域,鞍点(T2、T3、T6和T7)位置的应变强度比冠跟(T1、T4、T5和T8)位置大;在同级荷载下,受压支管鞍点(T3和T6)处主管管壁的应变强度大于受拉支管鞍点(T2和T7)处;当P加载到最大时,全部测点的应变强度均已大于表3所列的主管Φ245×6的屈服应变测试值,说明节点区域主管管壁塑性发展显著,符合主管塑性破坏模式的特征。

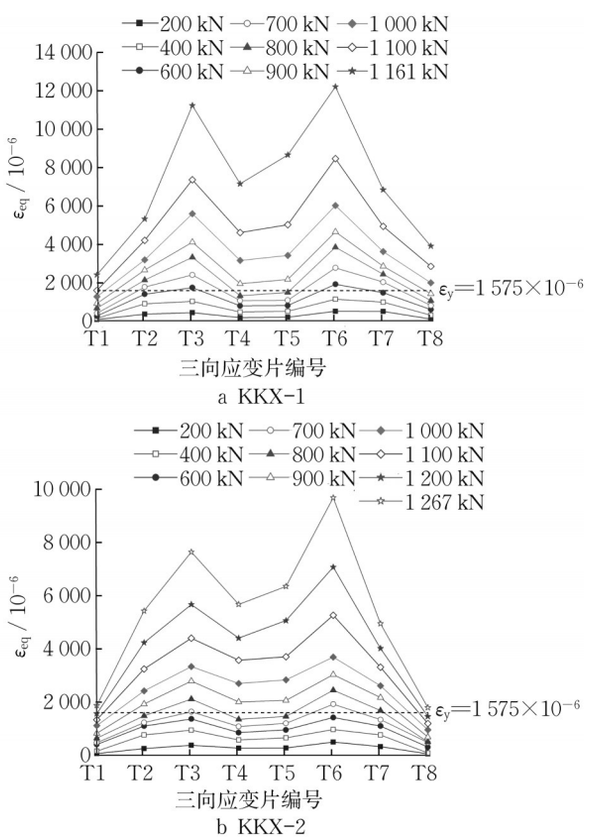


图20 节点试件的应变强度分布

Fig.20 Strain intensity distribution of specimens

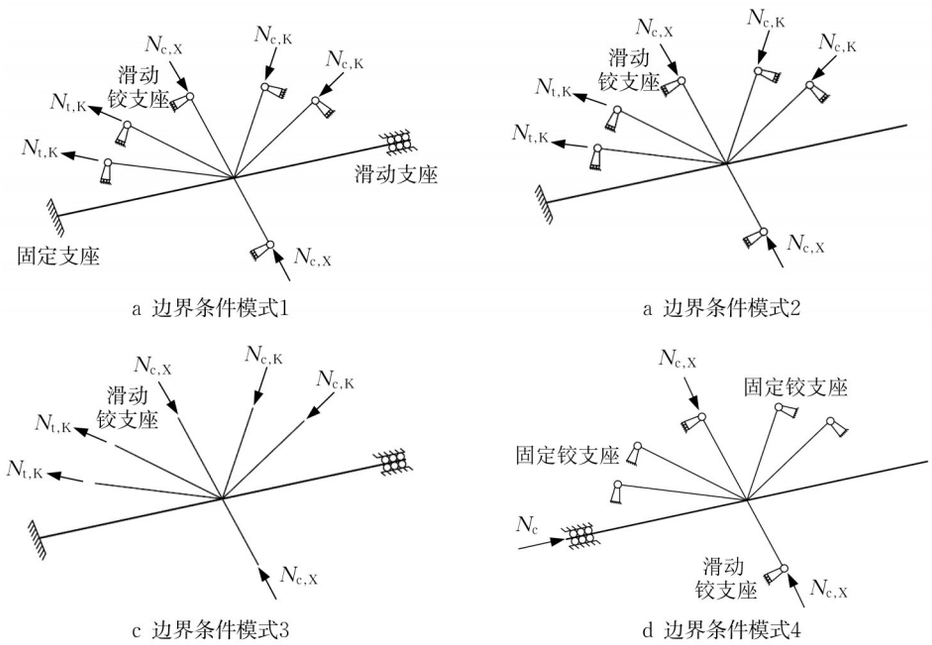
3 节点有限元模型建立

采用ABAQUS软件建立试验KK′X节点的有限元模型,单元选用S4R壳单元,模型材料采用钢管材性试验实测数据。各杆件自节点处的长度取其4倍钢管直径,避免杆件端部边界对节点区域的影响。节点相贯线附近区域网格局部加密。考虑几何非线性,采用弧长法求解。

3.1 边界条件和加载方式

目前试验和有限元模型中4种常见的节点边界条件如图21所示。模式1中,主管左端固定、右端为滑动支座,只允许发生轴向位移;支管端部为滑动铰支座,约束径向位移,允许发生轴向位移和转动;加载方式为对各支管分别施加轴力,左侧两K支管受拉、右侧两K支管受压,K支管轴力大小相同,同时对X支管施加轴力。模式2中,主管右端自由,其余边界条件和加载方式同模式1。模式3中,支管端部自由,其余边界条件和加载方式同模式1。模式4中,主管左端只允许发生轴向位移,右端自由;K支管端部为固定铰支座,约束所有方向的平动自由度,只允许转动;X支管端部为滑动铰支座,约束径向位移,允许发生轴向位移和转动;加载方式为对主管施加轴力、间接对K支管施加轴力,同时直接对X支管施加轴力。

模式4是间接对K支管施加轴力,实际节点并非各杆件理想铰接,所以在加载过程中比较难控制K支管轴力的大小。后续研究X支管与K支管的轴力之比对节点承载力的影响,需要控制支管轴力比取不同的值,所以优先考虑模式1—3。采用模式1—3建立有限元模型,不同边界模式下节点受压支管处N—δ曲线如图22所示。可以看到,模式3的曲线的形状和极限承载力与前2种模式差别很大,这是因为支管端部缺乏约束,受压K支管在加载过程中偏离了单K平面,并且这种偏离趋势随着轴力的增大而进一步加剧,这导致主管管壁不单是在K支管轴力作用下发生破坏,而是在K支管转动作用下进一步破坏,无法得到节点在各支管轴力作用下的极限承载力。所以边界模式3不适用于本文研究的



a 边界条件模式1　　a 边界条件模式2

c 边界条件模式3　　d 边界条件模式4

图21　节点有限元模型边界条件

Fig.21　Boundary condition for FE model of joint

轴力作用下的节点承载力。考虑到模式1和模式2结果很相近，且实际工程中主管端部完全自由的情况较为少见，故本文选取模式1的边界条件进行有限元分析。

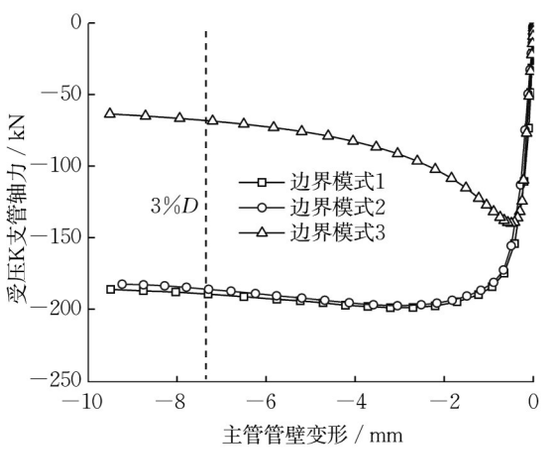


图22　边界条件对有限元结果的影响

Fig.22　Influence of boundary condition on FE result

工程设计中一般将相贯节点视为各杆件理想铰接，K支管轴力大小相等，且本文中2个试验节点各K支管的轴力也较为接近，故本文假定空间KK′X型节点对称受力，K支管轴力大小相同。节点模型的边界条件如图23所示。

3.2　焊缝模拟

本文重点研究节点的极限承载力，在节点达到

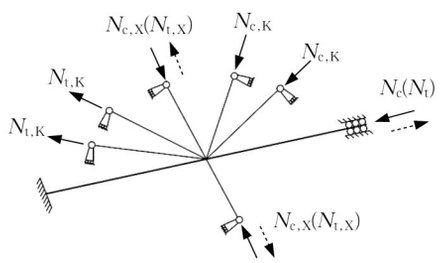


图23　KK′X型节点有限元模型边界条件

Fig.23　Boundary condition for FE model of KK′X joint

极限状态时，节点相贯线附近区域已大范围进入塑性，经过应力重分布，初始的焊接残余应力的影响理论上很小，故本文不考虑焊接残余应力的影响。

相贯节点的焊缝几何形状较为复杂，建模过程较为繁琐。在研究圆管相贯节点极限承载力的相关文献中，一些学者分析了焊缝的影响，如郑伯兴[18]在研究KT型相贯节点的极限承载力时指出，考虑焊缝建模后，节点承载力略有提高，但增长幅度较小，可以忽略焊缝的对承载力大小的影响。

为了保证有限元模型的准确性，建立了不考虑焊缝和考虑焊缝的KKX-1节点的实体单元模型，见图24，比较节点的极限承载力，研究焊缝建模对有限元结果的影响。

无焊缝和无焊缝的节点有限元模型的N—δ曲线对比如图25所示，可见2条曲线比较接近。取曲线峰值点处K支管轴力为节点的承载力，无焊缝壳

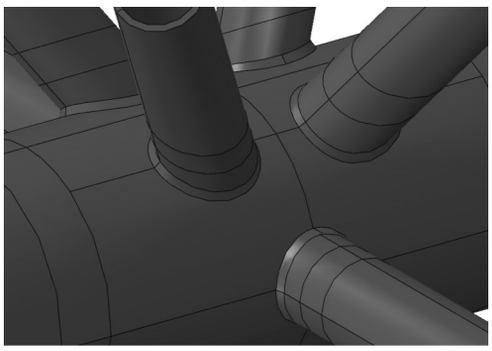


图24 带焊缝的KK′X型节点有限元模型

Fig.24 FE model of KK′X joint with weld

单元节点模型的承载力为198.3 kN,有焊缝实体单元节点模型的承载力为206.8 kN,两者相差4.1%,因此可认为焊缝建模使得空间KK′X型节点有限元模型的承载力略有提高,但影响幅度较小。《钢结构设计标准》[9]中规定,焊缝承载力不应小于节点承载力,并给出了节点焊缝的设计方法。所以在保证焊接质量的前提下,不考虑焊缝建模的有限元模型误差不大,且对节点承载力的分析是偏安全的。为了提高建模和计算效率,在进行数值分析时,不再考虑焊缝的建模。

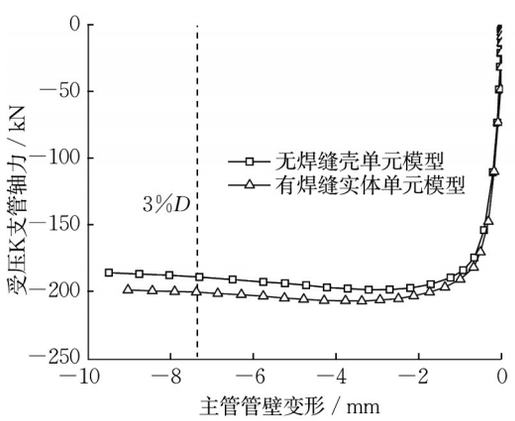


图25 焊缝建模对有限元结果的影响

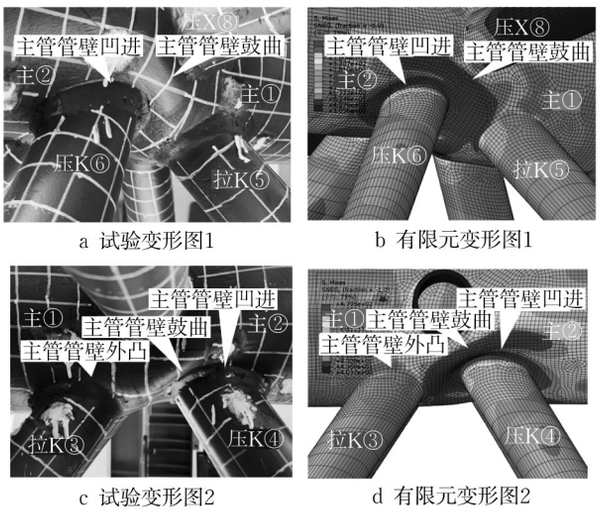
Fig.25 Influence of weld model on FE result

4 试件节点的数值分析

4.1 有限元模型验证

由上述的有限元模型计算得到了试件KKX-1和KKX-2的节点变形,并与试验的节点变形对比,详见图26和图27,可见有限元模型的变形状况与试验变形状况基本一致,有限元模型破坏模式也属于主管塑性破坏。

图28和图29给出了2个试件的有限元模型N—δ曲线与试验结果的对比,表5给出了2个节点的极限承载力有限元值$N_{u,FEM}$与试验值$N_{u,Test}$的对比,两者的比值分别为0.97和0.93。可见,节点有限元模型与试验结果较为吻合,具有可靠性,得到了试验的验证。

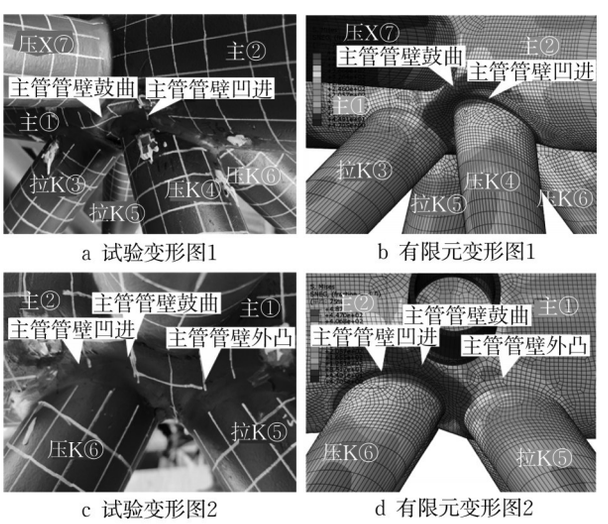


a 试验变形图1 b 有限元变形图1

c 试验变形图2 d 有限元变形图2

图26 KKX-1节点变形的有限元与试验结果对比

Fig.26 Comparison of deformation in KKX-1 joint between FE and test



a 试验变形图1 b 有限元变形图1

c 试验变形图2 d 有限元变形图2

图27 KK′X-2节点变形的有限元与试验结果对比

Fig.27 Comparison of deformation in KK′X-2 joint between FE and test

4.2 节点塑性发展过程的有限元模拟

试件节点KKX-1破坏模式属于典型的主管塑性破坏,具有代表性。如图30所示,应用有限元模型分析了试件节点KKX-1在加载过程中的Mises应力分布、塑性发展过程。灰色部分代表该区域的Mises应力超过了钢管材料的屈服强度,进入塑性发展。当K支管轴力N=0.25$N_{u,FEM}$时,节点区域尚未进入塑性,最大Mises应力出现在受压K支管相贯线

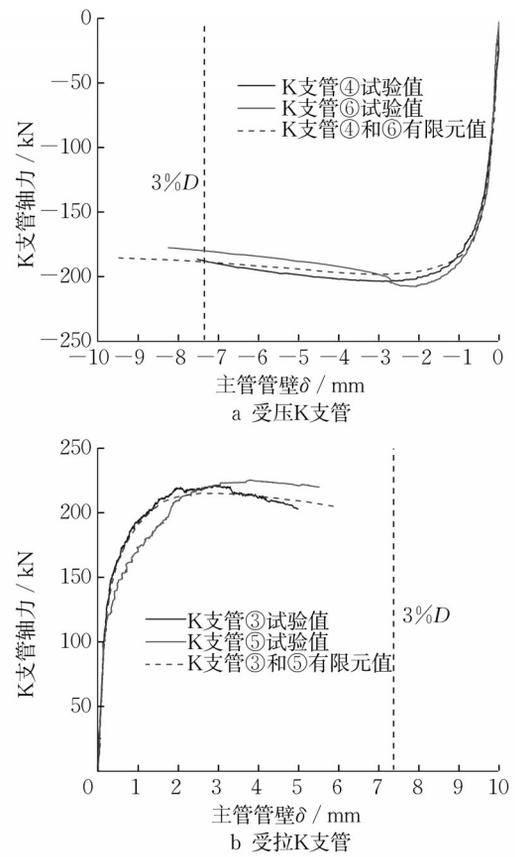


图28　KKX-1节点的 N—δ 曲线有限元与试验对比

Fig.28　Comparison of N—δ curve of KKX-1 joint between FE and test

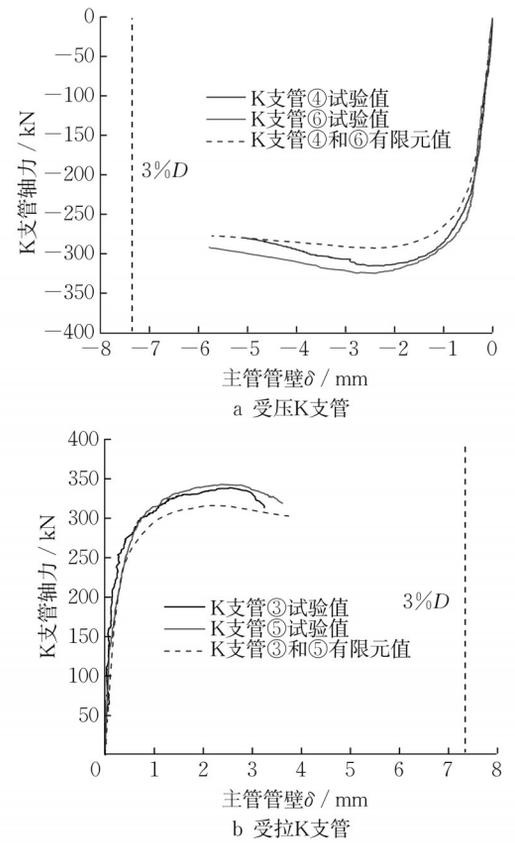


图29　KKX-2节点的 N—δ 曲线有限元与试验对比

Fig.29　Comparison of N—δ curve of KKX-2 joint between FE and test

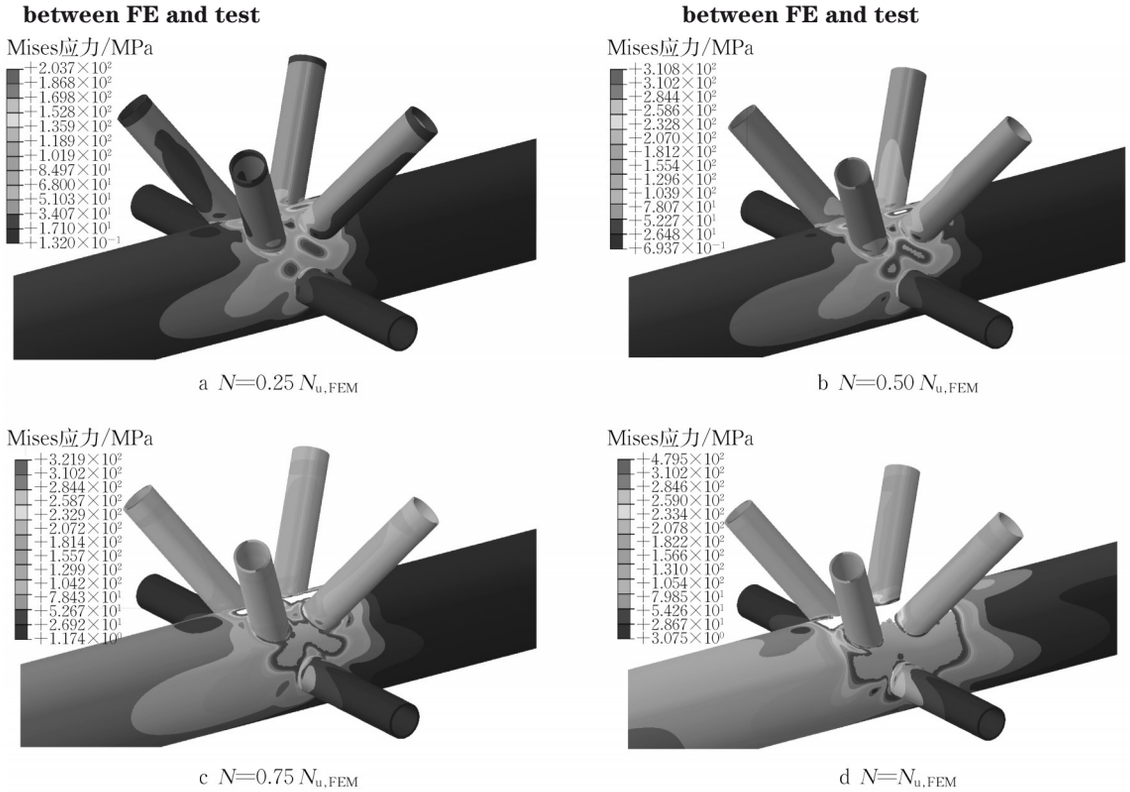


图30　KKX-1节点塑性发展过程

Fig.30　Plastic development of KKX-1 joint

表5 节点试件的极限承载力有限元值与试验值对比

Tab. 5 Comparison of ultimate loading capacity of specimens between FE and test

节点编号	$N_{u,Test}$/kN	$N_{u,FEM}$/kN	$N_{u,FEM}/N_{u,Test}$
KKX-1	203.8	198.3	0.97
KKX-2	315.1	292.7	0.93

附近;当N=0.50 $N_{u,FEM}$时,K支管鞍点附近主管管壁进入塑性,K支管与X支管之间的主管区域塑性发展最为明显;当N=0.75 $N_{u,FEM}$时,塑性区域进一步扩大;当N=$N_{u,FEM}$时,节点域塑性区域连成一大片,受压K支管附近主管塑性发展更为显著。节点发生塑性破坏时,相贯线附近主管管壁最先进入屈服,随着支管轴力的增大,塑性区域逐渐向外扩展,最终节点域大部分区域进入塑性。

5 结论与未来研究工作

对空间KK′X型圆钢管节点进行了试验研究和有限元数值模拟,得到了以下结论:

(1) 2个试验节点的破坏模式均为主管塑性破坏,变形特征为:受压K支管处主管管壁向内凹进,变形最为显著;受压K支管与X支管之间主管管壁向外鼓曲;受拉K支管附近主管管壁略微外凸。

(2) 节点相贯线附近应变强度分布状况复杂,鞍点处主管管壁的应变强度大于冠点处,受压支管处主管管壁的应变强度大于受拉支管处;受压K支管鞍点处主管管壁应变强度最大,最先进入屈服。

(3) 支管直径对KK′X型节点极限承载力的影响很大,支管直径增大能显著提高节点的极限承载力。

(4) 建立的KK′X型节点的有限元模型得到了试验验证具有可靠性,能较好地模拟节点的变形特征、破坏模式、支管轴力—主管管壁变形曲线、极限承载力,可用于后续的节点参数化分析。

(5) 有限元数值模拟揭示节点发生主管塑性破坏时,相贯线附近主管管壁最先进入屈服,随着支管轴力的增大,塑性区域逐渐向外扩展,最终节点域大部分区域进入塑性。

(6) 后续需要进一步应用得到验证的有限元数值模型研究KK′X节点的钢管几何尺寸、内力等各种参数对节点性能的影响规律,运用理论分析模型、几何参数分析结果,研究节点的承载力计算公式和适用范围,供设计应用。

作者贡献声明:

颜 阳:选题、立项、企业资助等负责人,工程应用设计研究主管,论文初稿撰写。

菅广跃:试验研究,数值分析,论文初稿撰写。

童乐为:课题研究负责人,技术路线制定,论文审定与修改。

赵成云:工程应用施工研究,试件加工负责人。

张得旺:工程应用施工研究,试件加工实施。

吴 斌:工程应用设计研究。

参考文献:

[1] KUROBANE Y, MAKINO Y, OCHI K. Ultimate resistance of unstiffened tubular joints [J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(2): 385.

[2] DEXTER E M, LEE M M K. Static strength of axially loaded tubular K-joints. Ⅰ: behavior [J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(2): 194.

[3] DEXTER E M, LEE M M K. Static strength of axially loaded tubular K-joints. Ⅱ: Ultimate capacity[J]. Journal of Structural Engineering, 1999, 125(2): 202.

[4] 陈誉, 赵宪忠, 陈以一. 平面K型圆钢管搭接节点有限元参数分析与极限承载力计算公式[J]. 建筑结构学报, 2006(4): 30.
CHEN Yu, ZHAO Xianzhong, CHEN Yiyi. Parametric analysis and design equation of ultimate capacity for unstiffened overlapped CHSK-joints[J]. Journal of Structural Engineering, 2006(4): 30.

[5] PAUL J C, MAKINO Y, KUROBANE Y. Ultimate resistance of unstiffened multiplanar tubular TT-and KK-joints [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(10): 2853.

[6] LEE M M K, WILMSHURST S R. Parametric study of strength of tubular multiplanar KK-joints [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(8): 893.

[7] 童乐为, 孙建东, 王斌, 等. 空间KK形圆管搭接节点静力性能试验研究与有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(2): 91.
TONG Lewei, SUN Jiandong, WANG Bin, et al, Experimental study and numerical analysis on static behaviour of multiplanar overlapped CHS KK-joint [J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 34(2): 91.

[8] 童乐为, 孙建东, 王斌, 等. 空间KT型圆管搭接节点静力性能研究(Ⅰ)——试验、数值模拟及参数分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(10): 39.
TONG Lewei, SUN Jiandong, WANG Bin, et al , Static

behavior of multiplanar overlapped CHS KT-joints—Part Ⅰ: experiment, numerical modeling and parametric analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(10): 39.

[9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准：GB50017—2017[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2017.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for design of steel structures: GB50017—2017[S]. Beijing: China Architecture Publishing & Media Co., 2017.

[10] WARDENIER J, KUROBANE Y, PACKER J A, et al, Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading [M]. Cologne: Verlag TUV Rheinland, 2008.

[11] 赵宪忠，徐祥斌，闫伸，等. 空间复杂钢管节点试验研究[J]. 工程力学，2010，27(S2)：207.
ZHAO Xianzhong, XU Xiangbin, YAN Shen, et al, Experimental study of complex multiplanar tubular joints[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(S2): 207.

[12] 赵庆阳. KKX型圆钢管相贯节点承载力及刚度的研究[D]. 贵阳：贵州大学，2016.
ZHAO Qingyang. Research on bearing capacity and stiffness of KKX joints[D]. Guiyang: Guizhou University, 2016.

[13] 中国工程建设协会. 钢管结构技术规程：CECS 280—2010[S]. 北京：中国计划出版社，2010.
China Engineering Construction Standardization Association. Technical specification for steel pipe structure: CECS 280—2010.[S] Beijing: China Planning Press, 2010.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构焊接规范：GB 50661—2011[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for welding of steel structures: GB 50661—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.

[15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构工程施工质量验收标准：GB 50205—2020[S]. 北京：中国计划出版社，2020.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for acceptance of construction quality of steel structures: GB 50205—2020[S]. Beijing: China Planning Press, 2020.

[16] 陈以一，陈扬骥. 钢管结构相贯节点的研究现状[J]. 建筑结构，2002(7)：52.
CHEN Yiyi, CHEN Yangji, Research status of intersecting joints in steel pipe structure[J]. Building Structure, 2002(7): 52.

[17] 夏志皋. 塑性力学[M]. 上海：同济大学出版社，1991.
XIA Zhigao. Plastic mechanics [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1991.

[18] 郑伯兴. 空间KT型圆钢管相贯节点极限承载力研究[D]. 长沙：湖南大学，2007.
ZHENG Boxing. Research on nonlinear finite ultimate strength of multiplanar circular tubular KT-joints[D]. Changsha: Hunan University, 2007.