文章编号:1674-2974(2025)03-0029-18 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025025

大跨劲性骨架钢管混凝土拱桥新型栓焊节点叠合构件偏压力学性能研究

于鹏[1,2,3,4],郭子康[1],云惟经[1],郭晓[1,2,3,4†]
[1. 广西大学 土木建筑工程学院,广西 南宁,530004;
2. 省部共建特色金属材料与组合结构全寿命安全国家重点实验室(广西大学),广西 南宁 530004;
3. 广西大学 工程防灾与结构安全教育部重点实验室,广西 南宁 530004;
4. 广西大学 工程力学研究中心,广西 南宁 530004]

摘 要:在地形复杂、条件恶劣地区的大跨钢管混凝土拱桥建设中,拱肋采取传统焊缝连接施工难度高且节点质量无法保障.在此基础上提出了一种新型栓焊节点,有效降低施工难度的同时保障了节点质量.采用钢管混凝土新型栓焊节点与外包混凝土组成的劲性骨架(叠合构件)作为拱肋不仅能提升结构承载力,还能改善节点与外包混凝土之间的黏结性能,具有广阔应用前景.由于拱肋受力特点为小偏心受压,为研究钢管混凝土新型栓焊叠合构件的偏压力学性能,开展了缩尺钢管混凝土叠合构件偏压试验,研究不同节点形式下(焊缝连接、栓焊连接)叠合构件之间的力学性能差异,并通过有限元分析进一步探讨了叠合构件的力学行为以及栓焊节点设计的影响.结果表明,小偏压下钢管混凝土部分提供叠合构件的主要承载力,增加外包混凝土中配筋数量能有效提高叠合构件承载力.新型栓焊节点在满足节点安全施工的前提下为叠合构件提供了更加优良的节点性能,提高节点稳定性的同时增强了节点与外包混凝土之间的相互作用,保证叠合构件承载力的同时又提升了延性.当采用钢管混凝土栓焊节点连接形式时,栓焊弧长比应控制在2.00以内.

关键词:劲性骨架钢管混凝土拱桥;栓焊节点;叠合构件;偏压;力学性能;数值分析
中图分类号:TU389.9 **文献标志码**:A

Study on Eccentric Compressive Mechanical Performance of New Bolt-welded Joint Composite Member of Large-span Rigid-frame CFST Arch Bridge

YU Peng[1,2,3,4],GUO Zikang[1],YUN Weijing[1],GUO Xiao[1,2,3,4†]
[1. School of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China;
2. State Key Laboratory of Featured Metal Materials and Life-cycle Safety for Composite Structures (Guangxi University), Nanning 530004, China;

* **收稿日期**:2024-03-20
基金项目:青年人才托举工程资助项目(YESS20210178),Young Elite Scientists Sponsorship Program by CAST (YESS20210178);广西重点研发计划资助项目(桂科AB22036007),Guangxi Key Research and Development Program (桂科AB22036007);广西高校引进海外高层次人才"百人计划",Research Grant for 100 Talents of Guangxi Program;广西大学自然科学与技术创新发展倍增计划(2023BZRC020),Natural Science and Technology Innovation Development Multiplication Program of Guangxi University (2023BZRC020)
作者简介:于鹏(1987—),男,广西桂林人,广西大学副教授,博士生导师,博士
† 通信联系人,E-mail: guoxiao7868@163.com

3. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China;
4. Engineering Mechanics Research Center, Guangxi University, Nanning 530004, China]

Abstract: In the construction of large-span concrete-filled steel tube (CFST) arch bridges in complex terrain and harsh conditions, the construction of traditional welded joint connection of arch ribs is of high difficulty and unstable quality assurance. To address this, a new bolt-welded joint connection was proposed, which effectively reduced the difficulty of joint construction and ensured the quality of the joint. Furthermore, by using the rigid-frame (composite member) composed of CFST with the new bolt-welded joint and the outer reinforced concrete as the ribs of the arch bridge, the bearing capacity of the entire structure was improved, along with the adhesive property between the steel tube joint and the outer concrete, offering broad application prospect. Given the characteristic of small eccentric compression in arch ribs, this study investigates the mechanical performance of composite members with the new bolt-welded joint through eccentric compression tests. The mechanical differences between the composite members with different connection forms (welded joint and bolt-welded joint) were compared, and the finite element analysis was performed to further discuss the mechanical behaviour of composite members and effects of the design of the bolt-welded joint. The results indicate that the inner CFST of composite members primarily contributes to the bearing capacity under small eccentric compression. Increasing the amount of the reinforcements in the outer concrete can effectively improve the bearing capacity of composite members. New bolt-welded joint can provide superior joint performance for composite members while ensuring the safety of joint construction, which enhances the stability of the joint and improves the interaction with the outer concrete, further ensuring bearing capacity and improving ductility of composite members. When adopting the bolt-welded joint for CFST connections, the bolt-welded arc length ratio should be within 2.00.

Key words: rigid-frame concrete-filled steel tube (CFST) arch bridge; bolt-welded joint connection; composite members; eccentric compression; mechanical properties; numerical analysis

拱桥在我国经历了上千年的发展,从隋朝的赵州桥到如今跨度575 m的平南三桥,从侧面体现了我国经济实力与科学技术[1]的腾飞.特别是近20年来,伴随着对新材料和新结构的深入研究,以及西部大开发战略实施,我国逐渐在地形、地貌、水文条件复杂的地区建成了数以百计的大跨拱桥[2-3].其中,钢管混凝土劲性骨架拱桥得益于其结构刚度大、维护成本低和经济性好,逐渐成为我国大跨桥梁中的主要桥型[4-5].

与传统的钢筋混凝土拱桥相比,采用钢管混凝土叠合构件作为拱桥拱肋提供了一种新的成拱方式,且钢管混凝土和外包混凝土之间的相互作用使其有更高的承载力和更好的变形能力[6-7].对于钢管混凝土叠合构件的轴压性能,前人已经做了充分的研究[8-10].但在钢管混凝土劲性骨架拱桥中,拱肋的受力以小偏心受压为主,更关注其叠合构件的偏压性能.郭全全等人[11]通过对钢管混凝土叠合短柱进行偏压试验,表明偏压下钢管混凝土叠合短柱的正截面受力过程与钢筋混凝土短柱相似,破坏形态分为大、小偏心受压破坏及界限破坏三种.柯晓军等人[12]通过对钢管混凝土组合柱进行偏压试验也得到了类似的结论.Lee等人[13]研究发现提高钢管强度后,高强圆钢管混凝土叠合试件在偏压试验早期虽然受压侧出现了竖向裂缝,但在混凝土破碎后仍表现出良好的延性.在此基础上,还有一些相关的力学性能研究涉及在钢管混凝土结构外增加一层碳纤维混凝土[14]、在核心混凝土内配置钢筋[15]、管内浇筑超高性能混凝土[16]或设计双层钢管混凝土结构[17].结果表明通过增加碳纤维、钢筋、钢管以及浇筑超高性能混凝土可以提高结构承载力,同时还能提升结构延性.

上述研究更多关注整体叠合构件,对节点连接

形式的影响讨论较少.在大跨劲性骨架钢管混凝土拱桥中,拱肋处叠合构件往往带有节点连接.传统的焊缝连接在地形复杂、环境恶劣地区的大跨钢管混凝土拱桥建设中施工困难,基于此,作者团队提出了一种新型栓焊节点连接形式.无外包的钢管混凝土拱肋采用新型栓焊节点连接,省去了节点切割法兰盘再焊接的步骤,避免应力重分布的同时有效降低了施工难度且缩短了工期,具有良好的承载力与变形能力,这在之前的工作中已得出结论[18].

本研究依托在建的大跨劲性骨架钢管混凝土拱桥新型栓焊节点设计方案,采用试验研究与数值模拟相结合的方式,对钢管混凝土新型栓焊节点叠合构件偏压力学性能进行分析,探究小偏压下钢管混凝土栓焊节点叠合构件与焊接节点叠合构件在破坏模式、荷载-位移曲线等方面的差异.基于验证的数值模型,进一步开展外包混凝土配筋影响、荷载分配、节点接触应力以及施工阶段节点受力分析,验证了栓焊节点的优良力学性能.最后分析节点设计参数影响,给出了建议的栓焊弧长比,为工程实践提供了参考.

1　试验设计与制作

以大跨劲性骨架钢管混凝土拱桥建造为背景,考虑现有试验加载条件等因素,设计出一个缩尺比为1∶4的钢管混凝土栓焊节点与焊接节点叠合构件模型,尺寸和各组件细节如图1所示.栓焊节点处法兰厚10 mm,两块加劲板厚8 mm.纵向配筋率α_l的设置参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[19]中的最小配筋率0.65%,选取了较小值0.59%,对应4根直径12 mm的纵筋,以减小外包混凝土中纵筋对叠合构件承载力的贡献,突出栓焊节点对叠合构件偏压力学性能的影响.箍筋间距120 mm,对应0.54%配箍率(ρ_s).配置箍筋一方面是为了避免外包混凝土过早压溃,另一方面可以探究箍筋“套箍效应”对叠合构件的影响.

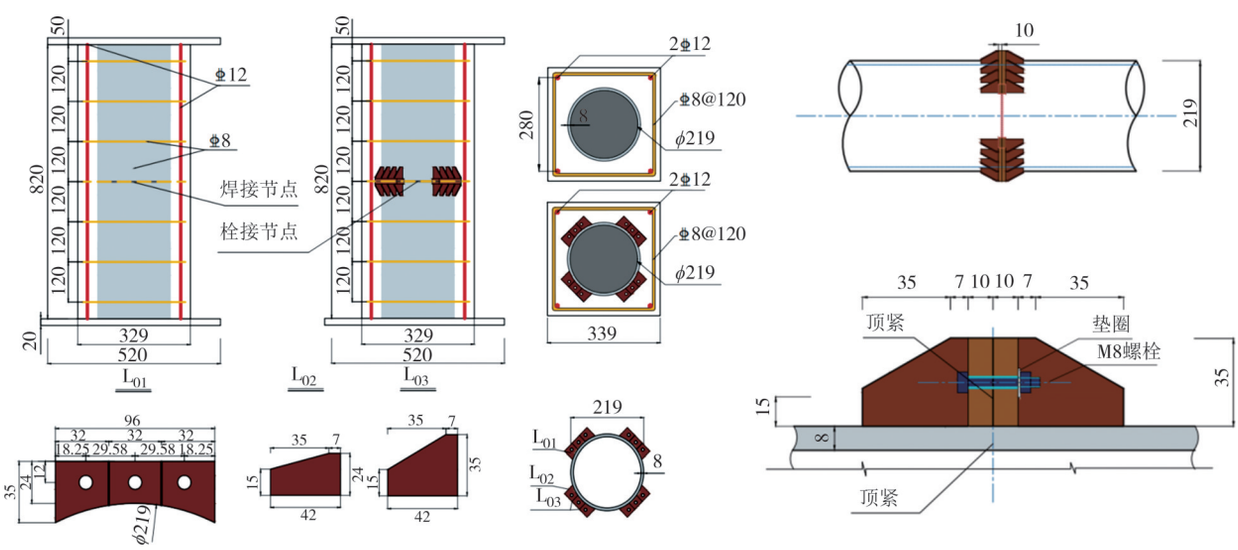


图1　缩尺试件及各组成部件详图(单位:mm)

Fig.1　Details of scaled specimens and each component (unit: mm)

试件制作时首先将钢管、法兰盘及加劲板进行焊接组装,再将两段钢管进行节点处法兰栓接与周围焊接,法兰之间的栓接采用M8型螺栓.完成空钢管栓焊节点连接后向管内浇筑C80核心混凝土;在养护核心混凝土时粘贴钢管表面应变片并完成钢筋笼绑扎,待核心混凝土养护后焊接端板并制作模具,浇筑C60外包混凝土,养护28 d后拆模、画网格并粘贴应变片.试件信息如表1所示.

钢管为Q420钢材,核心混凝土、外包混凝土分别为C80、C60混凝土.为实现构件小偏心受压,参考实际工程拱肋的偏心率范围[20],设计试验偏心距e=40 mm,偏心率e/r=0.26;为得到钢材性能,根据《金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)[21]的要求进行金属拉伸试验,测定屈服强度f_y、极限强度f_u及弹性模量E_s,最终结果取多次测定的平均值,如表2所示.应力-应变曲线见图2.

表 1 钢管混凝土叠合构件试件信息表

Tab.1 Information of composite members of CFST

序号	试件编号	$B\times L$/(mm×mm)	$D\times t$/(mm×mm)	连接形式	e/mm	配筋率α_l/%	纵筋直径/mm	配箍率ρ_s/%	箍筋直径/mm
1	W-4-7	339×820	219×8	焊接	40	0.59	12	0.54	8
2	BW-4-7	339×820	219×8	栓焊	40	0.59	12	0.54	8

注:试件编号中字母“W”表示焊接节点“weld”,“BW”表示栓焊节点“bolt-welded”,第一个数字表示外包混凝土中纵筋数量,第二个数字表示外包混凝土中箍筋数量;B为叠合构件的截面宽度;L为叠合构件的长度;D代表内部钢管混凝土的钢管外径,t代表钢管壁厚;e代表偏心距.

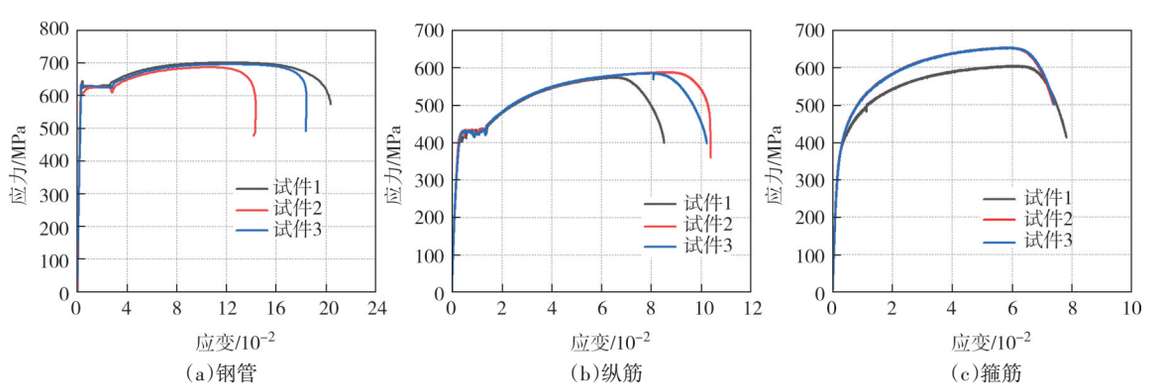
混凝土材性由单轴压缩试验[22]获得,分别对C60、C80立方体、棱柱体试块进行试验,试块和试件采用相同条件养护.C80立方体抗压强度平均值为76.66 MPa,棱柱体抗压强度平均值为65.71 MPa;C60立方体抗压强度平均值为61.01 MPa,棱柱体抗压强度平均值为50.14 MPa.

表 2 钢材性能表

Tab.2 Properties of steels

部件	型号	屈服强度f_y/MPa	极限强度f_u/MPa	弹性模量E_s/GPa
钢管	Q420	623	695	210
纵筋	HRB400	423	583	192.2
箍筋	HRB400	446	637	192.2

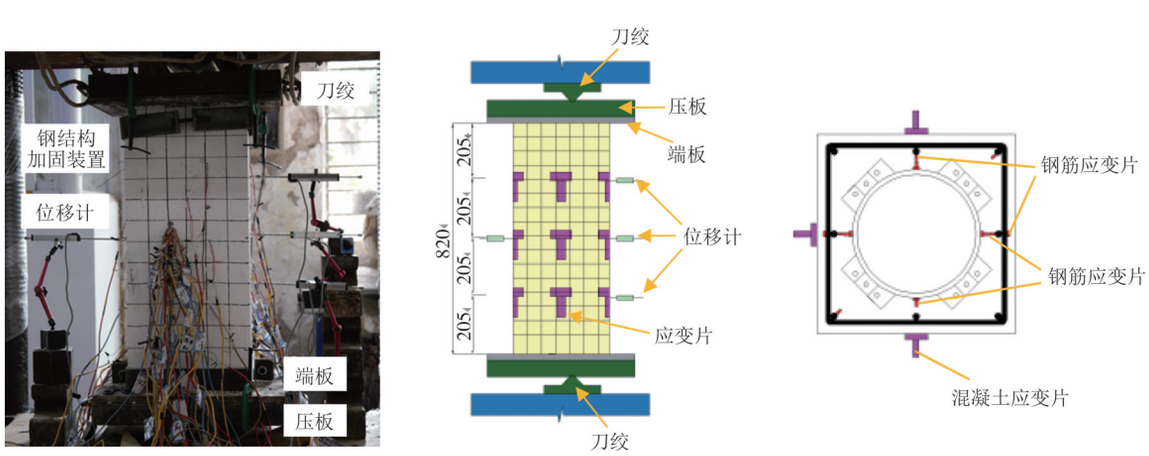
试验加载装置为千吨电液伺服压力试验机,如图3所示.正式加载由位移控制,速率保持1 mm/min以实现准静态加载,当荷载下降至峰值的75%或试件发生明显破坏时试验停止.位移计布置在试件受拉侧跨中处,受压侧的1/4、1/2、3/4处,加载过程中的荷载-位移由试验加载装置测得.应变片布置在外包混凝土、钢筋笼及钢管上的位置分别为1/4、1/2和3/4处,测量纵向和横向应变.



(a)钢管 (b)纵筋 (c)箍筋

图2 钢材应力-应变曲线

Fig.2 Stress-strain curves of steels



(a)试验布置 (b)位移布设示意(单位:mm) (c)应变片布设示意

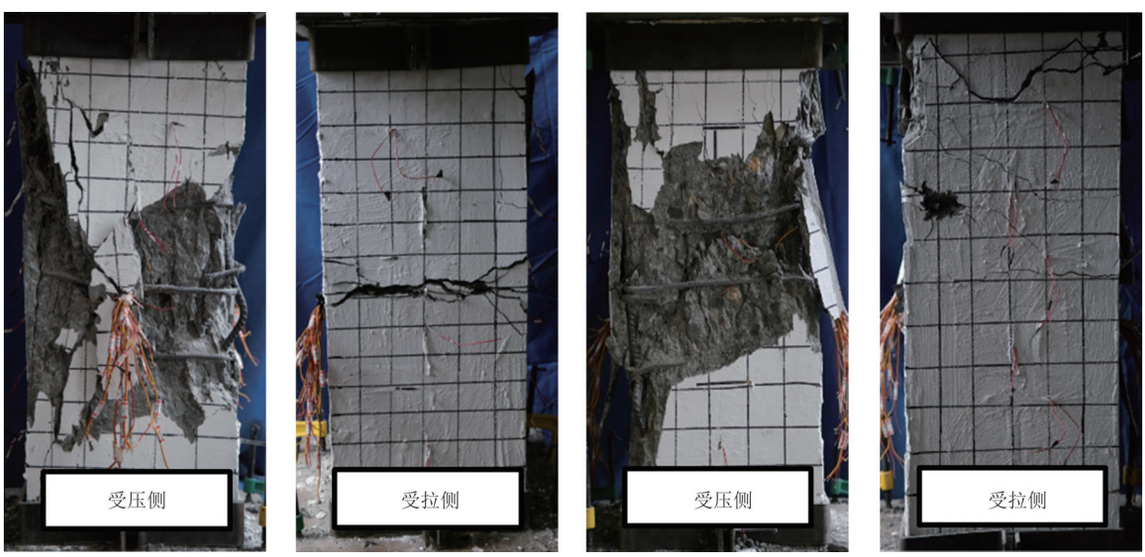
图3 试验布置与加载图

Fig.3 Test layout and loading schematic

2　试验分析

2.1　试验现象分析

加载停止后两个试件受压侧及受拉侧破坏对比如图4所示.两个试件受压侧主要破坏位置均在跨中处,混凝土被压碎,纵筋和箍筋发生明显屈服变形,顶开混凝土保护层;受压侧上下端混凝土保护层虽未明显开裂,但也存在箍筋或纵筋顶开保护层的现象.受压侧跨中处混凝土保护层内箍筋约束下混凝土脱落较少,但已产生深度明显的纵向裂缝,表明已丧失承载能力.焊接节点叠合构件W-4-7受拉侧裂缝分布于跨中节点处,以水平贯通裂缝为主,但栓焊节点叠合构件BW-4-7受拉侧裂纹却主要存在于上方端部,这是由于栓焊节点中的法兰和加劲板使得节点与外包钢筋混凝土之间的相互作用得到增强,靠近叠合构件端部但未受加固的区域成为较为薄弱的位置,导致裂缝出现在此处.

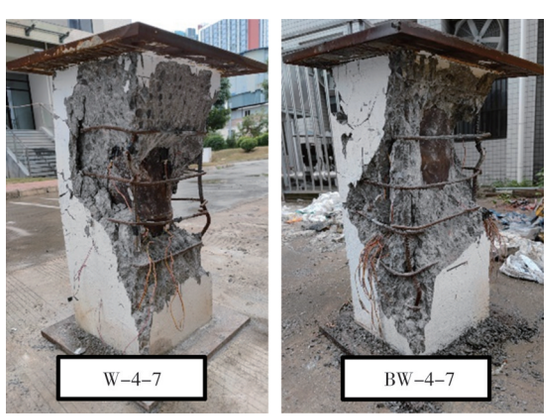


(a)焊接节点试件W-4-7　　(b)栓焊节点试件BW-4-7

图4　叠合构件外包混凝土部分破坏对比

Fig.4　Comparison of failure of the outer concrete of composite members

把产生明显裂缝的受压侧外包混凝土敲碎,保留较为完好的外包混凝土结构,得到试件的破坏模式如图5所示.W-4-7受压侧外包混凝土破坏区域面积较大,集中在受压侧跨中节点处及叠合构件两侧,内部的焊接节点外露;BW-4-7受压侧外包混凝土破坏区域集中在跨中节点中上部,可观测到内部钢管.相比于W-4-7,BW-4-7外包混凝土破坏区域面积较小且节点并未外露.分析上述破坏模式可知,试验加载后期外包混凝土结构丧失承载能力,荷载主要由内部钢管混凝土部分承担.



(a)焊接节点试件W-4-7　　(b)栓焊节点试件BW-4-7

图5　叠合构件外包混凝土破坏模式

Fig.5　Failure modes of the outer concrete of composite members

完全去除外包混凝土部分后内部钢管混凝土的破坏模式如图6所示.W-4-7受拉侧节点处焊缝开裂,受压侧跨中及上下端部区域钢管产生鼓曲;BW-4-7受拉侧节点处焊缝的开裂并不明显且螺栓并未断裂,受压侧的钢管鼓曲主要发生在跨中栓焊节点的两侧,分析原因为栓焊节点处的法兰和加劲板增大了节点刚度,导致钢管混凝土变形时节点两侧较为薄弱的钢管先发生屈服.综合上述破坏模式分析可知,相较于焊接节点,栓焊节点能够通过增大节点刚度有效提升叠合构件小偏压下的节点稳定性.



(a)焊接节点试件W-4-7 (b)栓焊节点试件BW-4-7

图6 内部钢管混凝土破坏模式

Fig.6 Failure modes of the inner CFST

2.2 试验结果分析

如图7所示,两个叠合构件荷载-竖向位移曲线的弹性段斜率较为相近,加载初期荷载呈线性上升.其中焊接节点叠合构件在加载位移达到5 mm左右时曲线产生突变,表现为荷载迅速下降后又继续上升.表明此时叠合构件外包混凝土部分已丧失承载能力,荷载开始由内部钢管混凝土继续承担.相比之下,栓焊节点叠合构件曲线上升时的突变并不明显.进入塑性阶段后,焊接节点和栓焊节点叠合构件的极限承载力基本一致,但栓焊节点的曲线下降段更为平缓,具有更好的延性.

焊接节点叠合构件W-4-7外包混凝土及内部钢管混凝土跨中节点处荷载-应变曲线如图8所示,规定水平、纵向的应变分别用"H"和"V"表示,且拉应变为正,压应变为负.对于外包混凝土,受压侧跨中(序号1)纵向为压应变,水平为拉应变,而受拉侧跨中(序号3)应变随荷载变化不明显;侧面跨中(序号2)纵向为压应变而水平为拉应变.对于内部钢管混凝土,受压侧跨中水平、纵向的应变方向与外包混凝土一致,但侧面跨中的应变方向与外包混凝土相反.

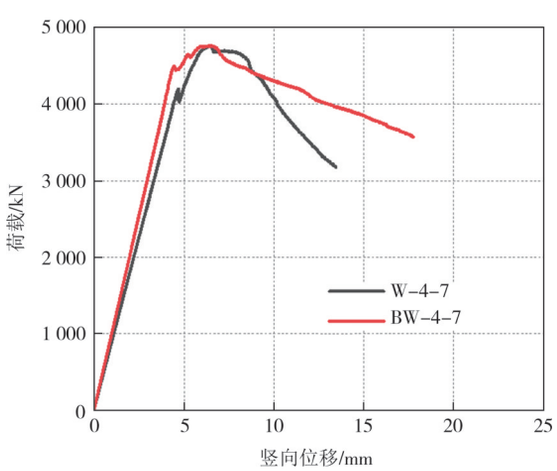
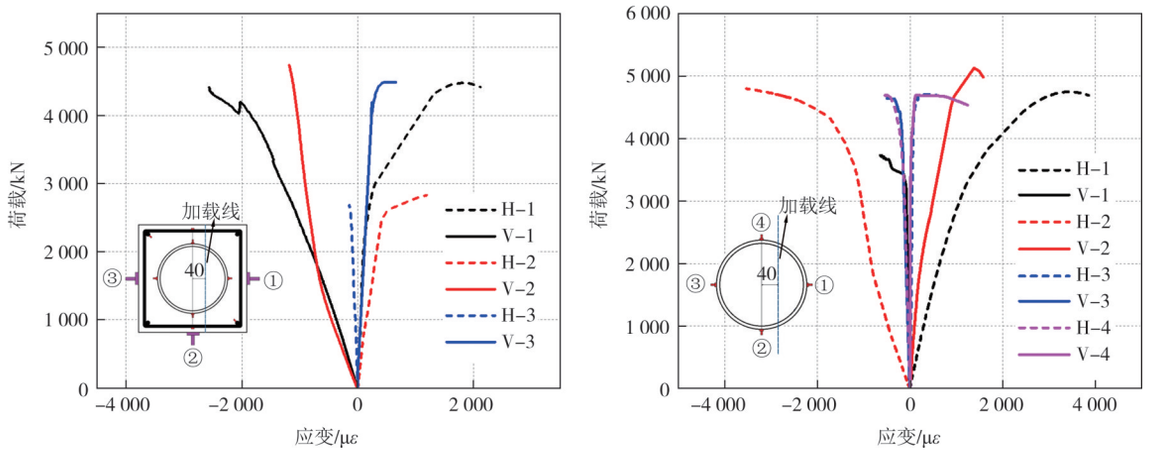


图7 节点形式对荷载-竖向位移曲线的影响

Fig.7 Effect of the joint connection form on the load-vertical displacement curve

栓焊节点叠合构件BW-4-7外包混凝土及内部钢管混凝土跨中节点处荷载-应变曲线如图9所示.对于外包混凝土,受压侧、受拉侧跨中应变方向与W-4-7情况一致.对于内部钢管混凝土,受拉侧跨中纵向应变表现为先受压后受拉;注意到序号4的侧面区域跨中纵向产生压应变,而2号侧面区域跨中纵向应变趋于零,这是因为BW-4-7栓焊节点处的焊缝未发生明显开裂且螺栓并未断裂,节点稳定性较好,跨中无较大挠度,在此状态下受压侧两边跨中纵向以压应变为主,但由于钢管材质不均匀,两侧应变不协调.

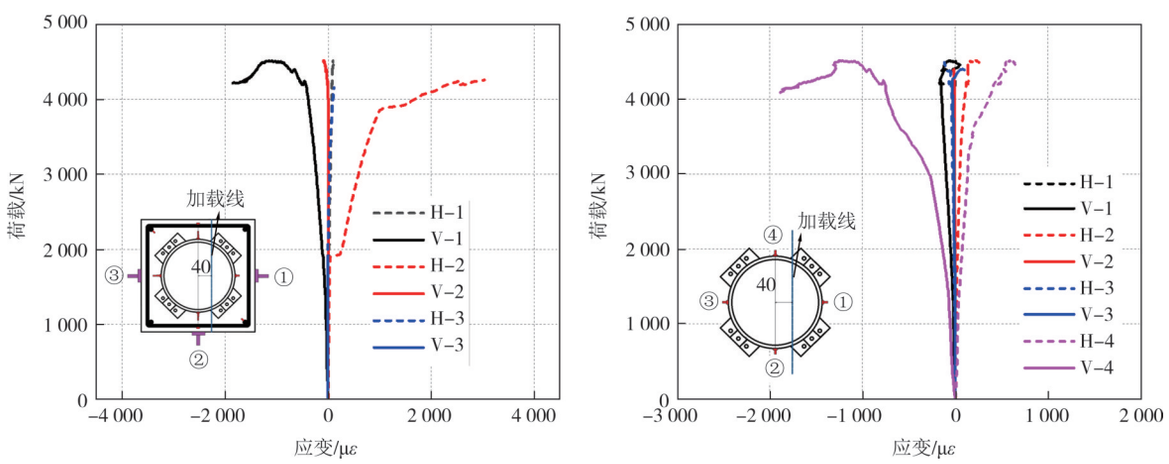
两个叠合构件跨中处钢筋荷载-应变曲线如图10所示.编号"1""3"分别为受压侧、受拉侧纵筋应变,"2""4"为侧面箍筋应变.W-4-7受压侧跨中处纵筋由于发生明显鼓曲先产生压应变后转为拉应变,而BW-4-7受压侧纵筋鼓曲位置靠近上下端部,跨中处纵筋主要产生压应变.两个叠合构件跨中处箍筋由于产生明显屈服变形,因而产生拉应变.W-4-7受拉侧跨中处纵筋鼓曲较大,主要产生压应变,而BW-4-7纵筋鼓曲变形靠近端部,故受拉侧跨中处纵筋以产生拉应变为主.两个叠合构件荷载-横向挠度曲线如



(a)外包混凝土　　(b)内部钢管混凝土

图 8　焊接节点叠合构件 W-4-7 荷载-应变曲线

Fig.8　Load-strain curves of the welded joint composite member W-4-7

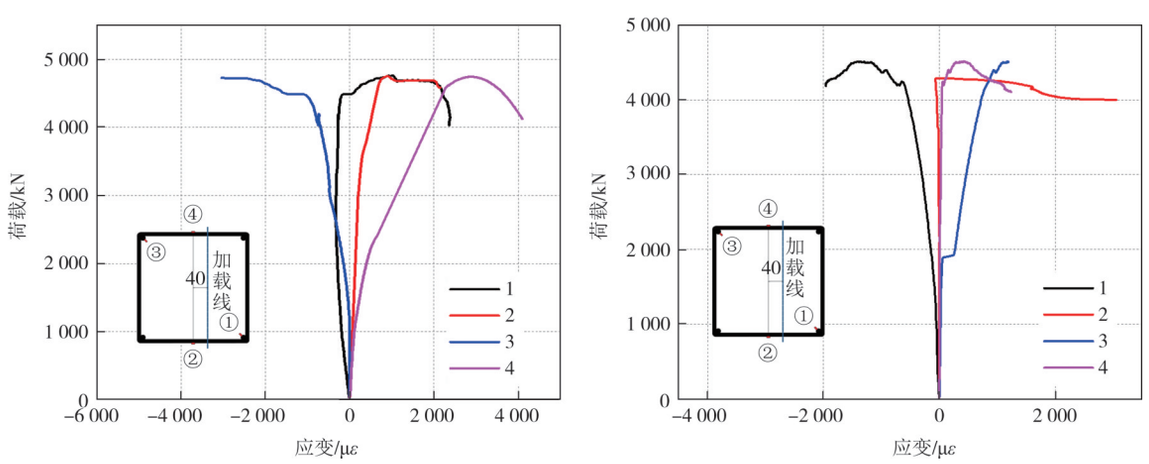


(a)外包混凝土　　(b)内部钢管混凝土

图 9　栓焊节点叠合构件 BW-4-7 荷载-应变曲线

Fig.9　Load-strain curves of the bolt-welded joint composite member BW-4-7

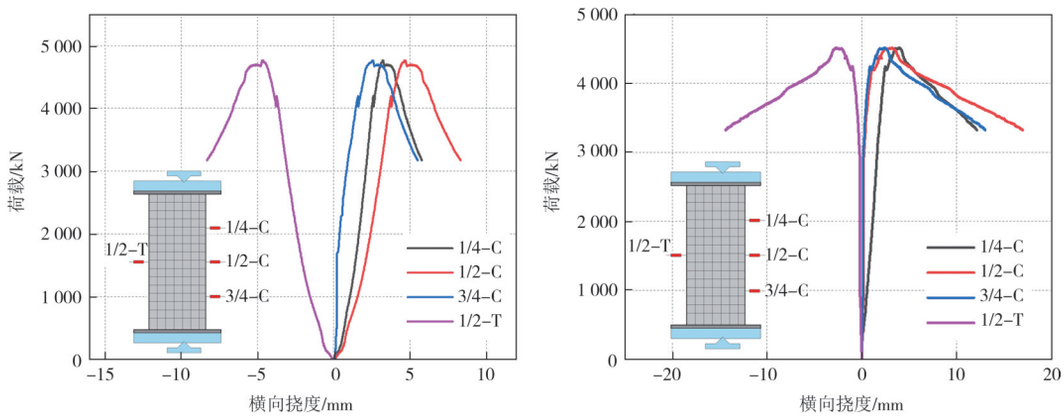
图 11 所示,试件受压侧、受拉侧数据分别用“C”和“T”表示.达到峰值荷载时 BW-4-7 跨中处的横向挠度小于 W-4-7,且 BW-4-7 的曲线下降段更为平缓,表明栓焊节点叠合构件具有更好的抗弯性能.



(a)焊接节点 W-4-7　　(b)栓焊节点 BW-4-7

图 10　钢筋荷载-应变曲线

Fig.10　Load-strain curves of rebars



(a)焊接节点W–4–7 (b)栓焊节点BW–4–7

图11 叠合构件荷载–横向挠度曲线

Fig.11 Load–lateral deflection curves of composite members

3 数值模拟

3.1 材料属性定义

钢管弹性模量为206 GPa,钢筋弹性模量为200 GPa.密度统一取7 850 kg/m^3,泊松比统一取0.3.钢管本构模型采用材性试验数据,钢筋本构模型采用双线性模型[23],屈服强度和极限强度均取材性试验结果.混凝土密度统一取2 498 kg/m^3,弹性模量E_c参考美国规范[24]取值为4 370$(f_c')^{0.5}$ (N/mm^2),其中f_c'为圆柱体抗压强度.根据《混凝土结构 上册:混凝土结构设计原理》[25]中的换算关系,C80和C60对应的圆柱体抗压强度分别为立方体强度的87.5%和83.3%,结合材性试验结果,可得核心混凝土C80与外包混凝土C60的圆柱体抗压强度分别为67.07 MPa和50.82 MPa.最终计算得C80混凝土弹性模量E_c=38.74 GPa,C60混凝土弹性模量E_c=33.72 GPa.

混凝土本构采用塑性损伤模型(concrete damaged plasticity, CDP).拉伸行为考虑峰值拉应力前为线弹性段,峰值后受拉应力–应变关系通过沈聚敏[26]提出的方法获得,其中峰值拉应力σ_{t0}=0.3$(f_c')^{0.67}$.核心混凝土压缩行为通过韩林海[23]描述的圆钢管套箍下混凝土受压应力–应变关系计算公式获得;箍筋套箍下外包混凝土压缩行为通过安钰丰[27]提供的应力–应变关系计算公式获得;箍筋外混凝土压缩行为采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[19]提供的应力–应变关系.压缩行为均以圆柱体抗压强度f_c'作为峰值压应力σ_{c0}进行计算,损伤参数D_c采用王中强等[28]提出的辛普森积分方法计算.

3.2 有限元模型

以栓焊节点叠合构件BW–4–7为例建立的有限元模型如图12所示.其中压头和端部加固装置采用离散刚体单元R3D4.除钢筋采用线性梁单元B31外,其他所有部件均采用实体单元C3D8R.考虑到试验中栓焊节点叠合构件BW–4–7失效时受拉侧螺栓并未发生断裂,从而对整体承载力产生不利影响,且有限元分析时螺栓建模会使外包混凝土网格划分和接触设置困难,导致计算时间增加,故对模型进行简化:省略螺栓建模,多余空间填充外包混凝土,采用初始状态“Initial state”及黏聚力接触“Cohesive Behavior”模拟螺栓预紧力施加过程.钢管混凝土栓焊节点螺栓建模和简化模型在偏心受压下的模拟结果对比如图13所示,可见两者的应力分布基本相同,荷载–竖向位移曲线也基本吻合,认为螺栓简化方法可行有效.

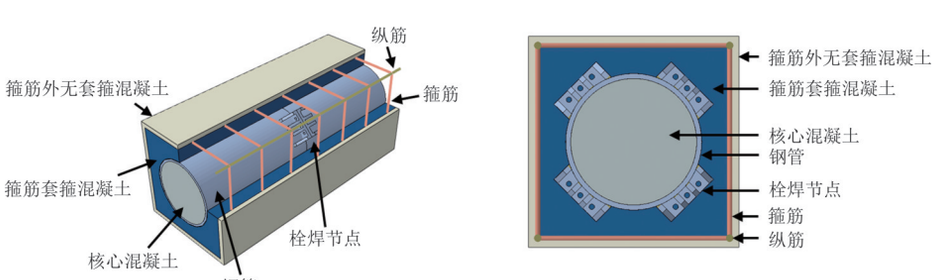
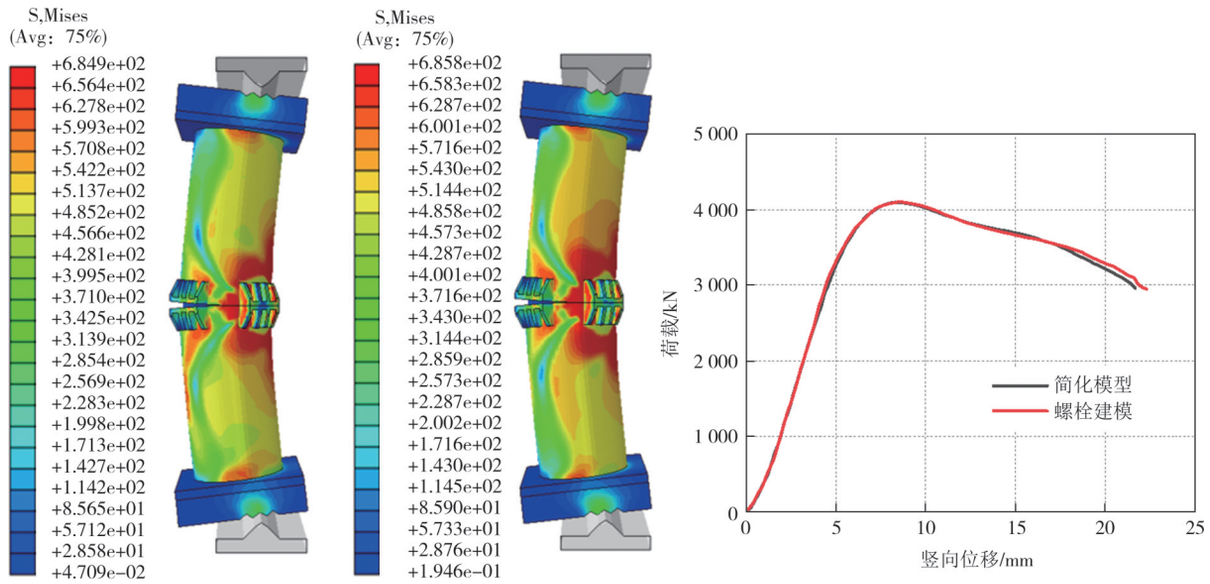


图12 栓焊节点叠合构件BW–4–7有限元模型

Fig.12 Finite element model of the composite member BW–4–7



(a)螺栓建模应力云图（单位:MPa）　(b)简化模型应力云图（单位:MPa）　(c)荷载-竖向位移曲线对比

图 13　偏心受压下钢管混凝土栓焊节点螺栓建模和简化模型对比

Fig.13　Comparison between the bolt and simplified modeling for the bolt-welded joint CFST under eccentric compression

考虑计算精度和效率,经过不同网格尺寸划分与模型计算后,确定栓焊节点叠合构件各部件的网格如图 14 所示.关于接触行为,钢与混凝土之间的切向摩擦系数为0.6,压板和端板等钢结构之间的切向摩擦系数为0.3,螺栓处法兰盘之间的切向摩擦系数取0.45[29].法向方向均设置为“硬接触”.同时采用绑定约束“Tie”模拟钢管与端板的焊接[30].由于试验过程中内部钢管混凝土焊接节点与栓焊节点处受拉侧焊缝均发生断裂,故考虑采用黏聚力接触“Cohesive Behavior”模拟节点处焊缝受拉破坏的脆性过程.模型边界一端设置为固端约束,另一端只能通过压头中心的参考点产生纵向位移,以模拟试验偏心加载过程.模型分析采用动力显示“Dynamic Explicit”,并通过增加关键字“Concrete failure”实现加载过程中外包混凝土达到失效阈值后触发单元删除的效果.对于无约束混凝土以压缩行为中应力几乎为零时对应的损伤作为触发阈值,箍筋套箍下的混凝土以该压缩损伤的90%作为触发阈值.

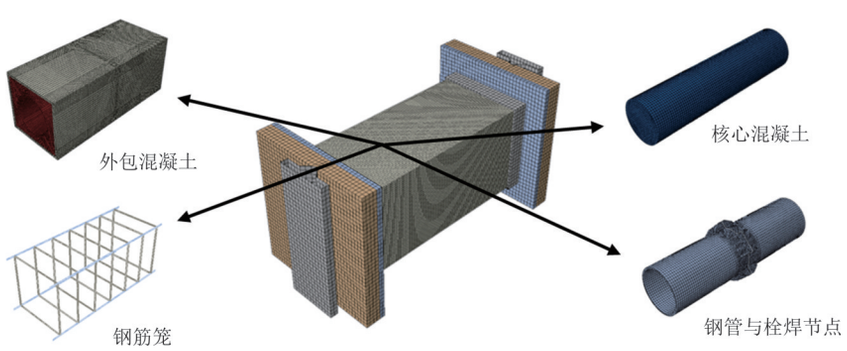
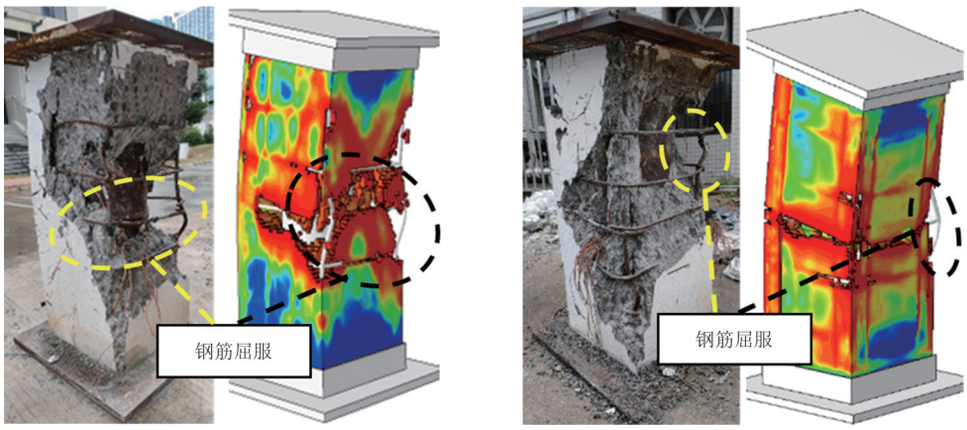


图 14　BW-4-7有限元模型各部件网格示意图

Fig.14　Mesh of parts of BW-4-7 finite element model

3.3　模型验证

数值模拟下叠合构件外包钢筋混凝土破坏模式如图 15 所示.焊接节点模型中,外包钢筋混凝土破坏区域主要集中在跨中且单元删除面积较大,与试验加载完成去除外包破碎混凝土后的破坏模式较为一致,而钢筋的屈服变形位置也与试验结果吻合较好.栓焊节点模型中,外包混凝土破坏区域也主要集中在跨中节点处,破坏区域较为集中,大部分外包混凝土保护层的压缩损伤较小,模拟结果与试验破坏模式较为相似.钢筋的屈服变形主要发生在受压侧跨中处的两根纵筋上,也与试验结果吻合较好.

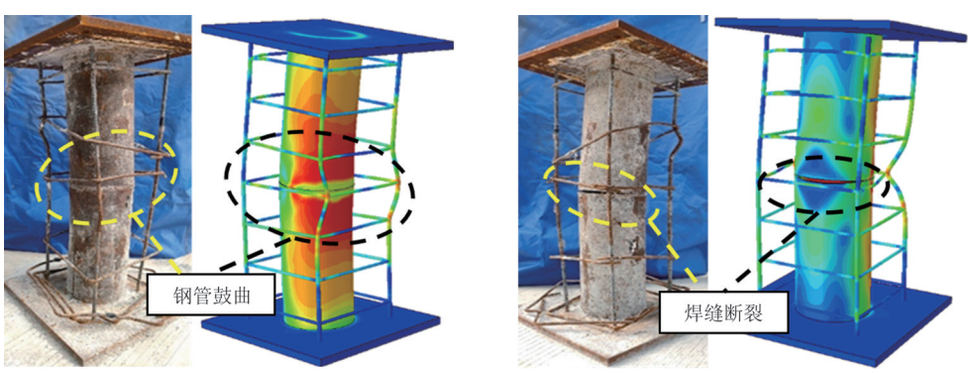


(a)焊接节点 W-4-7 (b)栓焊节点 BW-4-7

图 15 外包混凝土破坏模式试验与有限元结果对比

Fig.15 Comparison of failure modes of the outer concrete between experiment and finite element modeling

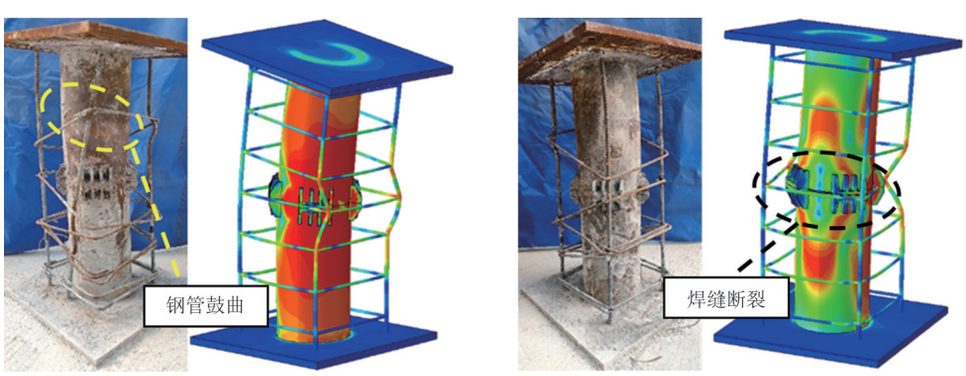
数值模拟下内部钢管混凝土的破坏模式如图16、图17所示.焊接节点W-4-7有限元模型(图16)钢管受压侧并未出现和试验结果相当的鼓曲,分析原因为:一方面由于有限元模型材质均匀,因此模型整体性较好;另一方面由于将钢筋笼设置成了一个整体,相较于试验而言有限元模型结构刚度更大,因此内部钢管更不容易屈服.钢管受拉侧节点处发生的焊缝断裂情况与试验结果较为一致.栓焊节点BW-4-7有限元模型(图17).同焊接节点模型情况类似,钢管受压侧也未观测到和试验结果相当的鼓曲,但受拉侧焊缝断裂相较于试验结果更加明显.这是由于有限元模型整体性较好,小偏压下钢管虽未屈服却使得节点处更容易产生挠曲变形,进而导致节点焊缝更容易断裂.



(a)W-4-7受压侧 (b)W-4-7受拉侧

图 16 W-4-7 内部钢管混凝土破坏模式试验与有限元结果对比

Fig.16 Comparison of failure modes of W-4-7 inner CFST between experiment and finite element modeling

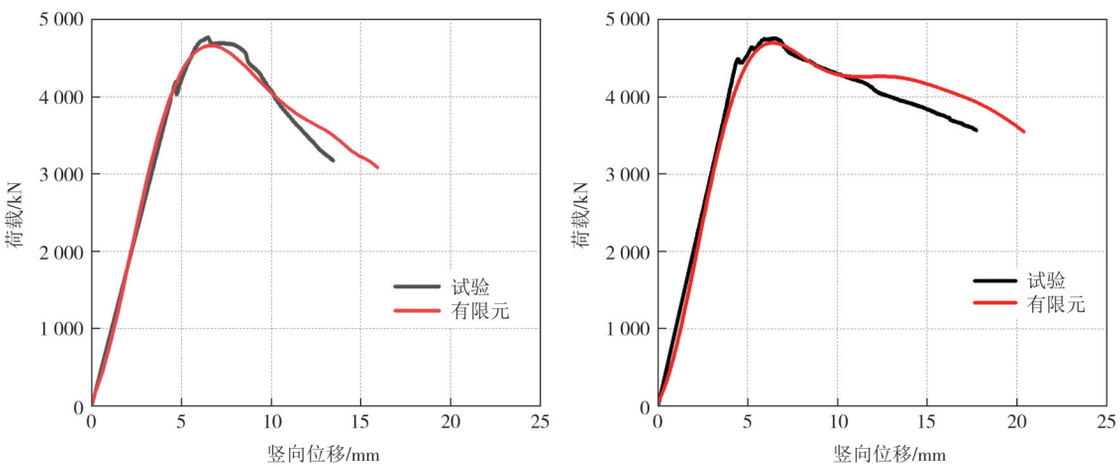


(a)BW-4-7受压侧 (b)BW-4-7受拉侧

图 17 BW-4-7 内部钢管混凝土破坏模式试验与有限元结果对比

Fig.17 Comparison of failure modes of BW-4-7 inner CFST between experiment and finite element modeling

叠合构件试验与模拟得到的荷载-竖向位移曲线对比如图 18 所示.焊接节点、栓焊节点叠合构件模拟得到的曲线弹性段与试验曲线拟合较好.但模拟得到的极限承载力均略低于试验值,W-4-7 试验极限承载力为 4 769.5 kN,模拟极限承载力为 4 664.3 kN;BW-4-7 试验极限承载力为 4 768 kN,模拟极限承载力为 4 705.3 kN.分析原因为试验时受压侧外包混凝土结构虽然发生破坏,但内部混凝土依然可发挥传力作用;而有限元模拟较为理想,当保护层混凝土和箍筋约束下混凝土到达损伤阈值后触发单元删除时,被删除的混凝土不再具有承载能力,荷载提前由内部钢管混凝土承担,从而使模拟得到的整体结构极限承载力略低于试验值.此外,模拟结果表现出了较好的延性.



(a)焊接节点 W-4-7　　(b)栓焊节点 BW-4-7

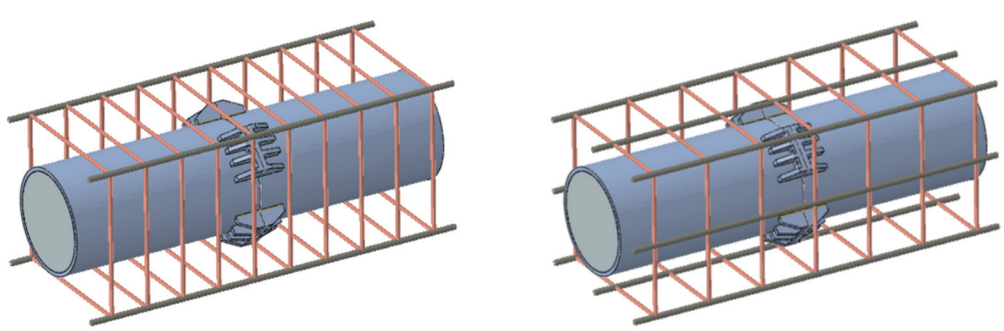
图 18　荷载-竖向位移曲线试验与有限元结果对比

Fig.18　Comparison of load-vertical displacement curves between experiment and finite element modeling

4　数值结果分析

4.1　配筋影响

基于已验证的数值模型,进一步设置外包混凝土两组配筋情况,以研究其对叠合构件偏压力学性能的影响.以栓焊节点叠合构件模型为例,具体配筋设置如图 19 所示.BW-4-10-F 对应配筋率 α_l 为 0.59%,配箍率 ρ_s 为 0.81%.BW-8-7-F 对应配筋率 α_l 为 1.17%,配箍率 ρ_s 为 0.54%.不同配筋下叠合构件荷载-竖向位移曲线如图 20 所示,具体结果见表 3.随着配筋数量增加,焊接节点和栓焊节点叠合构件的极限承载力均得到了显著提升.这是因为外包混凝土部分的刚度和承载能力随着配筋数量的增加而得到增强,从而提升整个叠合构件的承载能力.

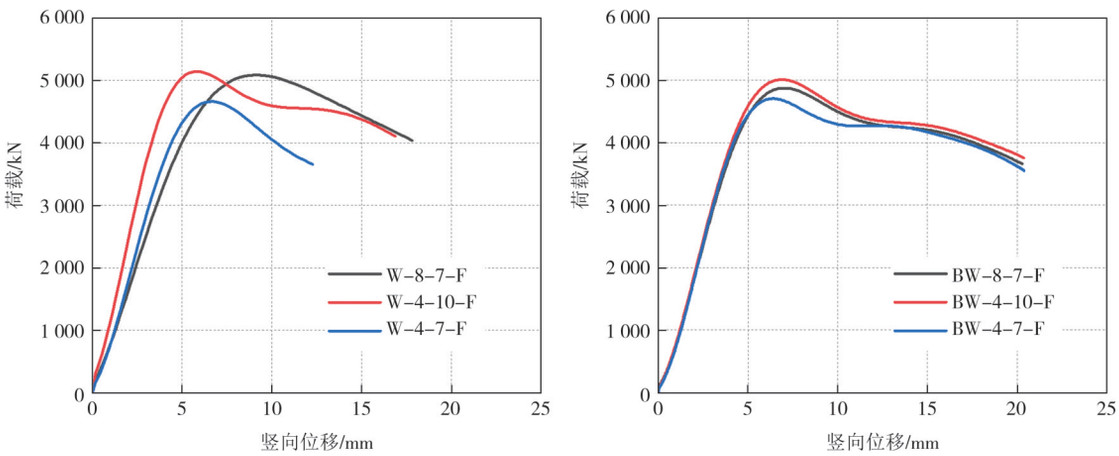


(a)BW-4-10-F 模型　　(b)BW-8-7-F 模型

图 19　栓焊节点叠合构件有限元模型外包混凝土钢筋设置

Fig.19　Arrangement of rebars of the outer concrete in finite element modeling of bolt-welded joint composite members

新的配筋设置对栓焊节点叠合构件极限承载力的提升在 6.5% 以下,而对焊接节点叠合构件的提升在 10% 左右.表明钢筋数量对栓焊节点叠合构件承载能力的影响小于对焊接节点叠合构件的影响.



(a)焊接节点叠合构件 (b)栓焊节点叠合构件

图 20 配筋对叠合构件荷载-竖向位移曲线的影响

Fig.20 Effect of reinforcement on load-vertical displacement curves of composite members

表 3 叠合构件有限元极限承载力结果对比

Tab.3 Comparison of ultimate bearing capacity of composite members in finite element modeling

序号	模型编号	配筋率/%	配箍率/%	极限承载力 $N_{u,n}$/kN	同一节点形式下极限承载力增幅率/%	栓焊节点极限承载力增幅率/%
1	W-4-7-F	0.59	0.54	4 664.295	—	—
2	W-4-10-F	0.59	0.81	5 144.324	10.3	—
3	W-8-7-F	1.17	0.54	5 089.534	9.12	—
4	BW-4-7-F	0.59	0.54	4 705.314	—	0.88
5	BW-4-10-F	0.59	0.81	5 011.016	6.5	-2.66
6	BW-8-7-F	1.17	0.54	4 875.888	3.63	-4.38

注:模型编号F代表有限元模型.

另外栓焊节点叠合构件的极限承载力均略低于相应的焊接节点叠合构件,但差距不超过5%,在配筋率1.17%,配箍率0.54%的情况下最为显著,栓焊节点叠合构件极限承载力较焊接节点低213.646 kN.这是因为栓焊节点处的法兰和加劲板导致焊缝不连续,相较于焊接节点而言,栓焊节点的焊缝更易发生断裂,从而阻止整体承载力的提升.三种配筋情况下栓焊节点叠合构件曲线下降段基本吻合,而焊接节点叠合构件并未如此,表明配筋数量的增加对栓焊节点叠合构件偏压力学性能的提升更加稳定,承载力下降段表现出了更好的延性.

4.2 荷载分配

钢管混凝土叠合构件的整体承载力由外包钢筋混凝土和内部钢管混凝土两部分共同组成,根据数值分析结果绘制两种节点连接形式(焊接、栓焊连接)下叠合构件跨中截面处的荷载分配曲线,如图21所示.由于叠合构件中内部钢管混凝土部分的结构刚度和承载能力远大于外包钢筋混凝土部分,因此荷载分配过程中内部钢管混凝土部分提供主要承载力,外包混凝土部分只在荷载-位移曲线上升段发挥作用.

加载初期,外包混凝土与内部钢管混凝土共同发挥承载作用,整体叠合构件到达极限承载力前受压侧外包混凝土因压缩损伤达到阈值而触发单元删除,使得外包混凝土逐渐丧失承载能力;内部钢管混凝土部分由于自身优异的力学性能及外包混凝土提供的约束作用而继续承载,整个叠合构件达到峰值荷载时内部钢管混凝土依然能继续承载.加载后期,内部钢管混凝土分配曲线的下降段与整个截面的曲线下降段相吻合,表明叠合构件破坏时的延性完全取决于内部钢管混凝土的力学性能.

另外,钢筋数量的增加在直接提升外包混凝土部分承载能力的同时,进一步加强了对内部钢管混凝土的约束作用,从而提高内部钢管混凝土对整体承载力的贡献.纵筋对外包混凝土部分的承载力贡献较小,而增加箍筋数量能够显著提高外包混凝土对叠合构件的承载力贡献.值得一提的是,栓焊节点

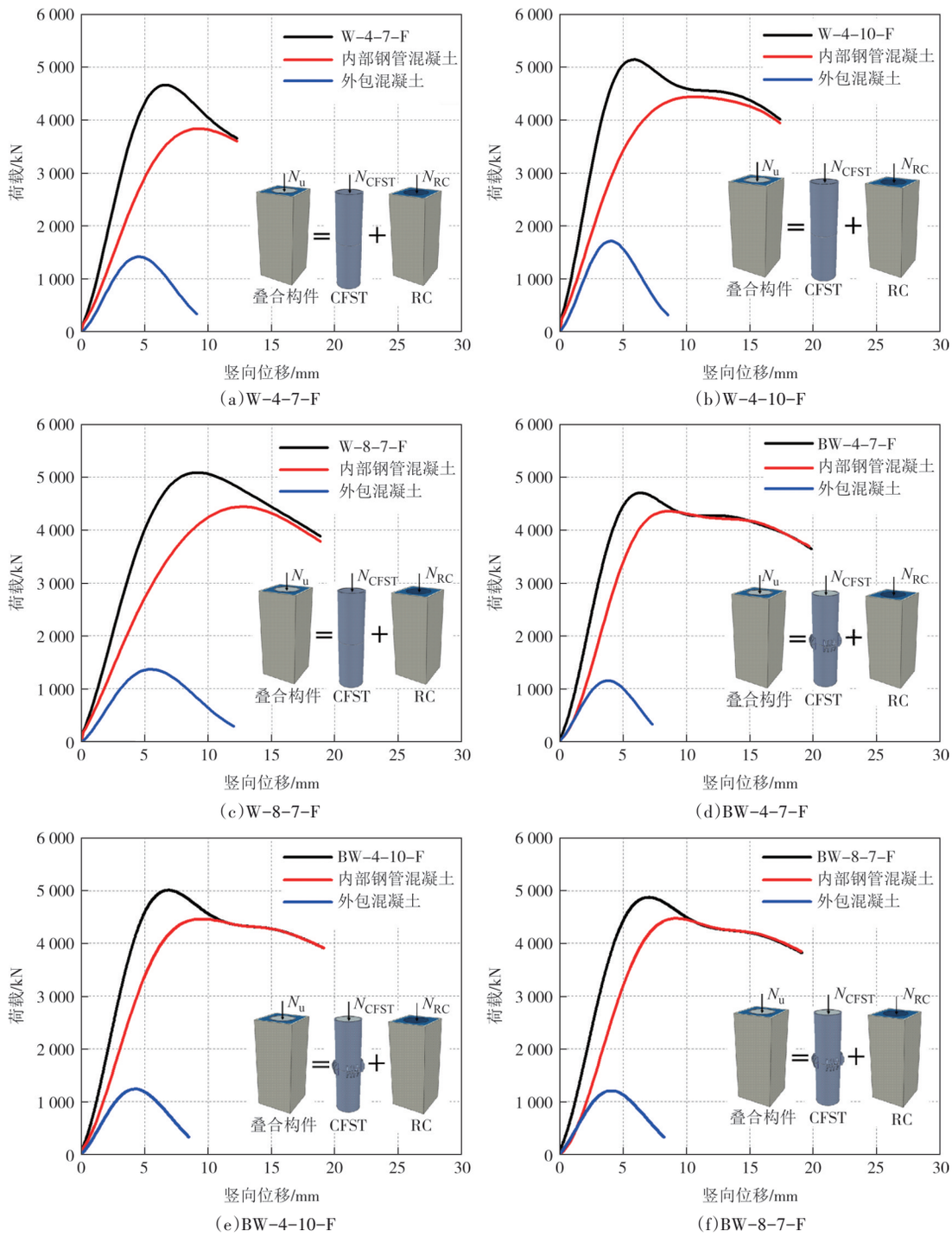


图 21　叠合构件荷载分配曲线

Fig.21　Load distribution curves of composite members

由于法兰盘和加劲板的存在增大了内部钢管混凝土节点处的横截面积,进而削减了外包混凝土此处的横截面积,因此相较于焊接节点,栓焊节点叠合构件的外包混凝土部分更容易在加载初期发生破坏,对整体叠合构件的承载力贡献较低.

4.3　接触应力

根据数值分析结果绘制出节点处钢管与外包混凝土之间接触应力-竖向位移关系曲线,如图 22 所示.图中“W”表示焊接节点,“BW”表示栓焊节点,后缀“C”表示受压侧,“T”表示受拉侧.在相同配筋下,栓焊节点叠合构件节点处的接触应力要显著大于相应的焊接节点叠合构件.这是因为栓焊节点处的法兰和加劲板增强了节点与外包混凝土之间的相互作用,改善了节点与外包混凝土的黏结性能.

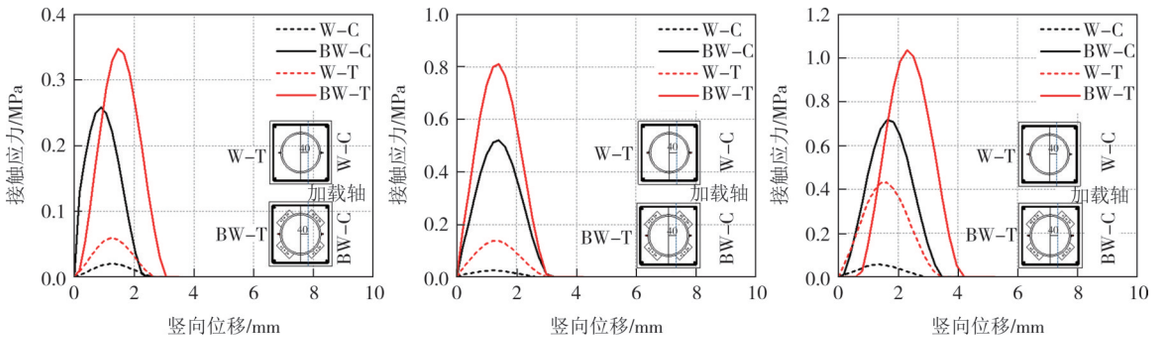


图 22 叠合构件节点处接触应力-竖向位移曲线

Fig.22 Contact stress-vertical displacement curves at the joint of composite members

对于叠合构件受压和受拉侧而言,受压侧节点处的接触应力明显小于受拉侧.结合试验现象分析可知,受压侧外包混凝土在加载前期轴力和弯矩的共同作用下迅速压碎,节点附近的混凝土容易发生剥落,而外包混凝土在受拉侧节点附近主要产生水平裂缝,因此相较之下受压侧混凝土的迅速剥落使得节点处接触应力较低.以 W-4-7 和 BW-4-7 为例,W-4-7 受压侧节点处的峰值接触应力为 0.025 MPa,而受拉侧峰值为 0.06 MPa;BW-4-7 受压侧节点处的峰值接触应力为 0.26 MPa,受拉侧峰值为 0.35 MPa.相较之下,栓焊节点叠合构件受压与受拉两侧接触应力的差值百分比更小,说明栓焊节点更好地平衡了两侧节点处的接触应力,提供了更加稳定的节点黏结性能.另外随着配箍率的增加,节点处的接触应力得到显著提升,表明外包混凝土的破坏推迟,同时增强了对钢管混凝土的约束作用.

4.4 施工阶段节点性能分析

实际工程中大跨劲性骨架拱桥拱肋施工经历三个阶段:先在现场进行节段式空钢管的吊装与节点连接;待全管拼接完成后从下至上一次性浇筑管内混凝土;经过一段时间养护后进行外包混凝土的浇筑与养护,最终完成整体拱肋的建造.考虑到施工过程会提前对栓焊节点产生不利荷载,影响拱肋服役后的节点性能,为此通过 MIDAS 开展了全桥施工阶段内力分析[31],得出各施工阶段钢管混凝土拱肋栓焊节点可能出现的危险内力,如表 4 所示,节点处最大轴力和弯矩出现在浇筑外包混凝土的施工过程中.

通过 ABAQUS 建立无外包的钢管混凝土栓焊节点和焊接节点有限元模型,将第三阶段的危险内力作为荷载边界条件施加在结构上进行分析,钢管混凝土两端设置简支的位移边界约束,计算结果如图 23~图 25 所示.栓焊节点形式下钢管的最大应力为 294.9 MPa,大部分区域应力在 240 MPa 以下;焊接节点形式下的钢管整体应力要略小于栓焊节点的情况,最大应力为 237.6 MPa,均未屈服.栓焊节点形式下法兰最大应力为 268.4 MPa,大部分区域应力在 180 MPa 以内;而螺栓的最大应力主要出现在栓杆部位,不超过 610 MPa,均未屈服.而两种节点形式下的核心混凝土最大应力约为 50 MPa,远小于其抗压强度.结果表明,在由施工荷载产生的危险内力作用下,钢管混凝土栓焊节点与焊接节点性能基本一致,均能保证浇筑外包混凝土施工时节点处于安全弹性范围内.

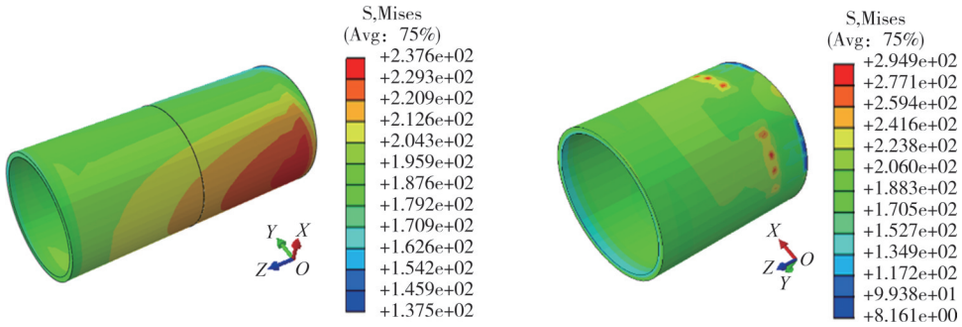
表 4 各施工阶段节点最大内力情况

Tab.4 Maximum internal force at the joint during construction

施工阶段	缩尺模型最大轴力/kN	缩尺模型最大弯矩/(kN·m)
空钢管落架	0.62×10^3	2.82
内灌核心混凝土	0.94×10^3	11.76
浇筑外包混凝土	2.34×10^3	22.73

4.5 栓焊弧长比

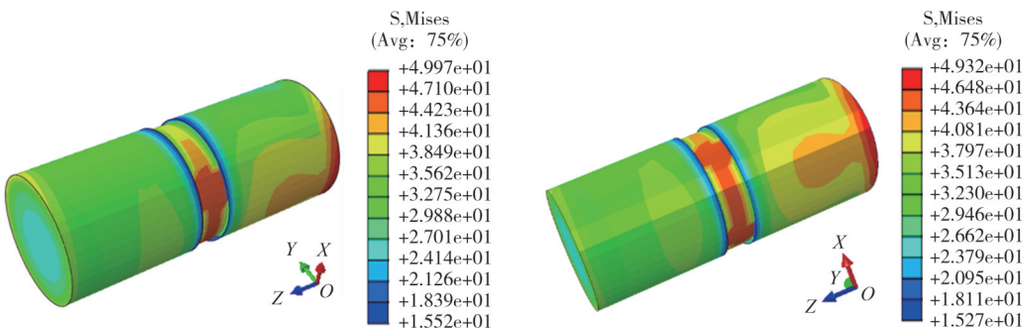
为研究栓焊节点设计对钢管混凝土偏压力学性能的影响,建立了不同栓焊弧长比下无外包钢管混凝土栓焊节点有限元模型.栓焊弧长比为钢管栓接区域弧长除以钢管焊缝区域弧长,即栓接区域对应夹角比上焊接区域夹角,用 a 表示.试验构件 BW-4-7 中栓焊弧长比 a 为 1.25,如图 26 所示.保持钢管尺寸和螺栓数量不变,增加栓接区域法兰弧长,增设 6



(a)焊接节点　　(b)栓焊节点

图 23　施工阶段钢管应力分布情况(单位:MPa)

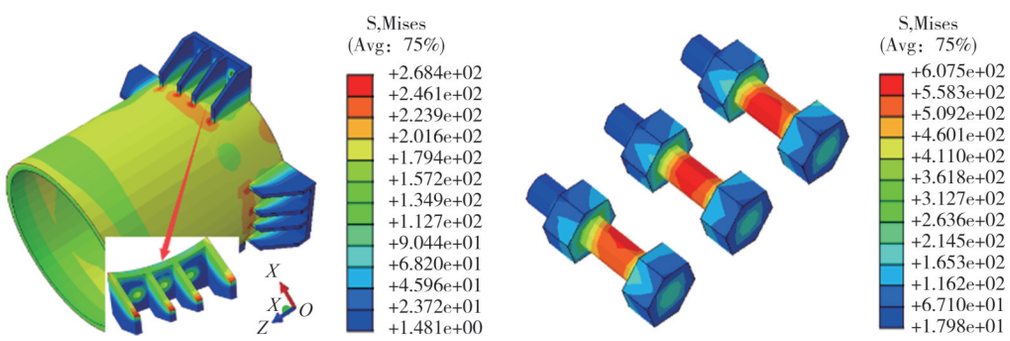
Fig.23　Stress distribution of steel tube during construction (unit: MPa)



(a)焊接节点　　(b)栓焊节点

图 24　施工阶段核心混凝土应力分布情况(单位:MPa)

Fig.24　Stress distribution of core concrete during construction (unit: MPa)



(a)法兰盘　　(b)螺栓

图 25　施工阶段栓焊节点法兰与螺栓应力分布情况(单位:MPa)

Fig.25　Stress distribution of flanges and bolts of the bolt-welded joint during construction (unit: MPa)

组不同栓焊弧长比的钢管混凝土栓焊节点有限元模型,横截面如图 27 所示.加载偏心距为 40 mm,不同栓焊弧长比下钢管混凝土栓焊节点荷载-竖向位移曲线如图 28 所示,具体结果见表 5,表中 Δ_1、Δ_2 和 Δ_3 分别代表受拉侧第一、第二和第三颗螺栓断裂时对应的竖向位移.

当栓焊弧长比大于 1.50 时,结构的极限承载力不再提升,这是因为随着栓焊节点横截面积的增大,节点刚度显著增强,使节点两侧钢管成为薄弱的位置,在小偏压作用下钢管首先屈服,从而导致结构承

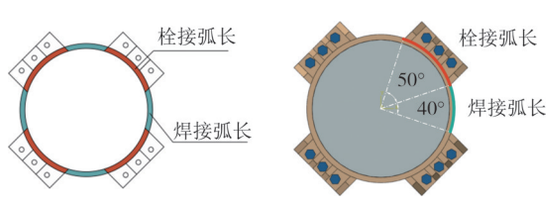


图 26　试验构件钢管混凝土节点处栓焊弧长比示意图

Fig.26　Illustration of bolt-welded arc length ratio at the CFST joint of test members

载力无法继续提升.当栓焊弧长比大于 2.00 时,荷载-位移曲线的下降段斜率增加,表明栓接区域过大,焊缝区域过小,同样会使得节点延性降低.

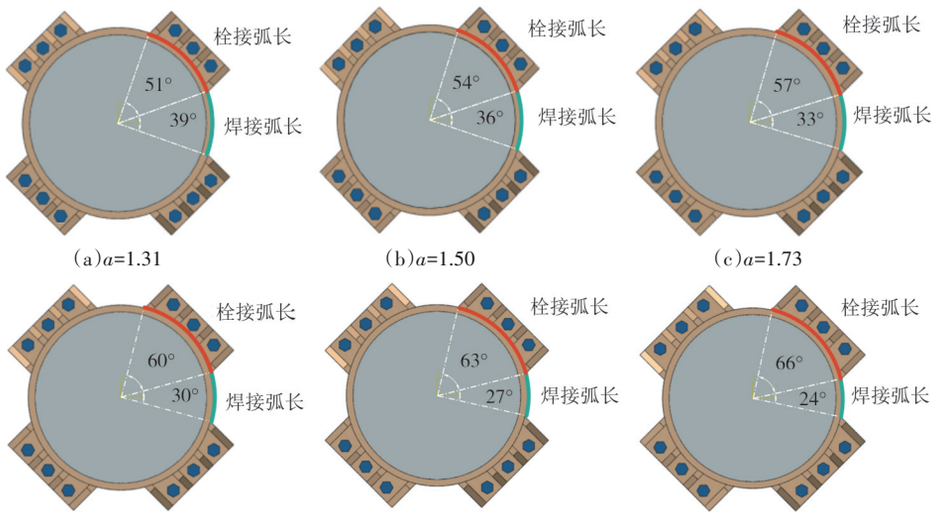


图 27 不同栓焊弧长比下钢管混凝土栓焊节点有限元模型横截面

Fig.27 Cross-section of finite element models of bolt-welded joint CFST under different arc length ratio

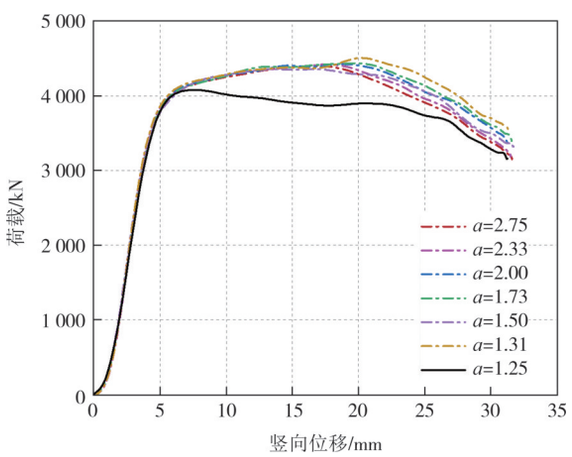


图 28 不同栓焊弧长比下钢管混凝土栓焊节点荷载-竖向位移曲线

Fig.28 Load-vertical displacement curves of CFST bolt-welded joint under different arc length ratio

综合上述分析,可推测出在有外包混凝土的栓焊节点叠合构件中,增加栓焊弧长比能够有效提升钢管混凝土部分的承载力贡献,但同时也会减小外包混凝土节点处的横截面积,使其更容易在加载初期发生破坏.并且增大栓焊弧长比会使节点处用钢量成本增加,因此建议当采用钢管混凝土栓焊节点连接形式时,栓焊弧长比不应超过2.00.

5 结 论

1)小偏压下钢管混凝土栓焊节点叠合构件外包混凝土破坏区域主要集中在受压侧中部,破坏面积小于焊接节点叠合构件;栓焊节点内部钢管混凝土鼓曲位置主要发生在端部,节点处螺栓并未断裂,保证了节点的稳定性.对比试验荷载-竖向位移曲线,栓焊节点叠合构件极限承载力与焊接节点基本一致,但曲线下降段表现出了更好的延性.

2)通过对比试验结果验证了有限元模型的有效性,有限元模型中对外包混凝土定义单元删除能获得与试验结果相近的破坏模式,但极限承载力偏低.后续配筋分析表明,相较于焊接节点叠合构件,增加外包混凝土中配筋数量对栓焊节点叠合构件偏压力学性能的提升幅度较小,但更加稳定.

表 5 不同栓焊弧长比下钢管混凝土栓焊节点有限元结果对比

Tab.5 Comparison of finite element modeling results of CFST bolt-welded joint under different arc length ratio

模型编号	栓焊弧长比	Δ_1/mm	Δ_2/mm	Δ_3/mm	破坏位移/mm	极限承载力 $N_{u,n}$/kN
BW-1.25	1.25	25.58	27.06	28.76	33.11	4 161.64
BW-1.31	1.31	23.31	24.95	27.35	30.50	4 457.84
BW-1.50	1.50	20.68	22.50	25.01	28.08	4 339.15
BW-1.73	1.73	21.85	23.26	25.84	28.82	4 483.70
BW-2.0	2.00	21.45	22.89	25.53	28.79	4 441.31
BW-2.33	2.33	19.91	21.44	24.29	27.59	4 426.22
BW-2.75	2.75	19.32	20.86	23.79	27.18	4 405.91

3)小偏压下叠合构件中内部钢管混凝土提供主要承载力.相较于焊接节点,栓焊节点增大了节点处的横截面积和刚度,使内部钢管混凝土部分对整体承载力贡献提高,但同时外包混凝土更容易在加载前期破坏.接触应力分析表明,栓焊节点能有效提高并平衡受压与受拉两侧节点处的接触应力,改善节点与外包混凝土之间的黏结性能.

4)施工阶段危险内力作用下钢管混凝土焊接节点与栓焊节点力学性能基本一致,均能保证施工时节点与结构处于安全弹性范围.当栓焊弧长比小于1.50时,增大弧长比能有效提升栓焊节点钢管混凝土的极限承载力,但比值过大会降低破坏时的延性,建议采用钢管混凝土栓焊节点连接形式时,栓焊弧长比应控制在2.00以内.

参考文献

[1] ZHENG J L, WANG J J. Concrete-filled steel tube arch bridges in China[J]. Engineering, 2018, 4(1): 306-331.

[2] 《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2014[J]. 中国公路学报,2014,27(5):1-96.
Editorial Department of China Journal of Highway and Transport. Review on China's bridge engineering research: 2014[J]. China Journal of Highway and Transport, 2014, 27(5): 1-96. (in Chinese)

[3] 《中国公路学报》编辑部. 中国桥梁工程学术研究综述·2021[J]. 中国公路学报,2021, 34(2): 1-97.
Editorial Department of China Journal of Highway and Transport. Review on China's bridge engineering research: 2021[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(2): 1-97. (in Chinese)

[4] 陈宝春,刘君平. 世界拱桥建设与技术发展综述[J]. 交通运输工程学报, 2020, 20(1): 27-41.
CHEN B C, LIU J P. Review of construction and technology development of arch bridges in the world[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering,2020,20(1):27-41.(in Chinese)

[5] 赵人达,张正阳. 我国钢管混凝土劲性骨架拱桥发展综述[J]. 桥梁建设, 2016, 46(6): 45-50.
ZHAO R D,ZHANG Z Y. A summary of development of concrete-filled steel tube framed arch bridges in China [J]. Bridge Construction, 2016, 46(6): 45-50.(in Chinese)

[6] 陈宝春, 韦建刚, 周俊, 等. 我国钢管混凝土拱桥应用现状与展望[J]. 土木工程学报, 2017, 50(6): 50-61.
CHEN B C, WEI J G, ZHOU J, et al. Application of concrete-filled steel tube arch bridges in China: current status and prospects [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(6): 50-61. (in Chinese)

[7] 张肆, 李海鸥, 邹慨然. 劲性骨架在桥梁设计中的应用探讨[J]. 四川建材, 2019, 45(4): 132-133.
ZHANG Y, LI H O, ZOU K R. Discussion on application of stiff skeleton in bridge design[J]. Sichuan Building Materials, 2019, 45(4): 132-133.(in Chinese)

[8] 柯晓军, 陈宗平, 应武挡, 等. 钢管高强混凝土柱轴压性能试验研究[J]. 建筑结构, 2014, 44(16): 46-49.
KE X J, CHEN Z P, YING W D, et al. Experimental study on the axial compression performance of high-strength concrete filled steel tube columns[J]. Building Structure, 2014, 44(16): 46-49. (in Chinese)

[9] 刘丽英. 新型钢管混凝土叠合柱轴压力学性能研究[D]. 福州: 福州大学, 2013.
LIU L Y. Study on behavior of a new concrete-filled steel tube reinforced concrete column under axial compression[D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2013.(in Chinese)

[10] 尧国皇, 李永进, 廖飞宇. 钢管混凝土叠合柱轴压性能研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(5): 114-121.
YAO G H, LI Y J, LIAO F Y. Behavior of concrete-filled steel tube reinforced concrete columns subjected to axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(5): 114-121. (in Chinese)

[11] 郭全全,赵羽西,李芊,等. 钢管混凝土叠合柱偏心受压性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(12):103-111.
GUO Q Q, ZHAO Y X, LI Q, et al. Experimental study on eccentric compressive property of steel tube-reinforced concrete columns[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(12): 103-111.(in Chinese)

[12] 柯晓军,苏益声,商效瑀,等. 钢管混凝土组合柱压弯性能试验及承载力计算[J]. 工程力学, 2018, 35(12): 134-142.
KE X J, SU Y S, SHANG X Y, et al. Strength calculation and eccentric compressive test of steel tube-reinforced concrete composite columns [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(12): 134-142.(in Chinese)

[13] LEE H J, PARK H G, CHOI I R. Eccentric compression behavior of concrete-encased-and-filled steel tube columns with high-strength circular steel tube [J]. Thin-Walled Structures, 2019, 144: 106339.

[14] HU Z J, WEN Y C, WANG B X, et al. Behavior of CFRP-confined Concrete-filled square steel tube columns with section circularized under axial compression[J]. Engineering Structures, 2022, 252: 113560.

[15] XIAMUXI A, LIU X R, HASEGAWA A. Study of the concrete in reinforced concrete-filled steel tube column under axial loading [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 170: 106111.

[16] WU Q X, SHE Z M, YUAN H H. Experimental study of UHPC-encased CFST stub columns under axial compression [J]. Structures, 2021, 32: 433-447.

[17] ZHOU J, LI P, GUO N F. Seismic performance assessment of a precast concrete-encased CFST composite wall with twin steel tube connections[J]. Engineering Structures, 2020, 207: 110240.

[18] 于鹏,云惟经,郑皆连,等. 大跨钢管混凝土拱桥拱肋新型栓焊节点偏压力学性能研究[J]. 土木工程学报, 2023, 56(12): 122-131.

YU P, YUN W J, ZHENG J L, et al. Mechanical behavior of bolt-welded joint at arch rib of long-span CFST arch bridge under eccentric compression[J]. China Civil Engineering Journal, 2023, 56(12): 122-131. (in Chinese)

[19] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社,2010.
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)

[20] 郑皆连. 500米级钢管混凝土拱桥建造创新技术[M]. 上海:上海科学技术出版社,2020.
ZHENG J L. Innovative technology for 500-meter scale concrete-filled steel tubular arch bridge construction [M]. Shanghai: Shanghai Scientific & Technical Publishers, 2020. (in Chinese)

[21] 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法:GB/T 228.1—2021[S]. 北京:中国标准出版社,2021.
Metallic materials—tensile testing: part 1: method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)

[22] 混凝土物理力学性能试验方法标准:GB/T 50081—2019[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2019.
Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties: GB/T 50081—2019[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)

[23] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践[M]. 北京:科学出版社,2004.
HAN L H. Concrete-filled steel tubular structure: theory and practice[M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese)

[24] Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318 ERTA-2011 [S]. USA Michigan: ACI Committee 318, 2011.

[25] 东南大学, 天津大学, 同济大学, 等. 混凝土结构 上册: 混凝土结构设计原理[M]. 6版. 北京:中国建筑工业出版社, 2016.
Southeast University, Tianjin University, Tongji University, et al. Concrete structure part I: design principles of concrete structure [M]. 6th ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)

[26] 沈聚敏. 钢筋混凝土有限元与板壳极限分析[M]. 北京:清华大学出版社,1993.
SHEN J M. Finite element analysis of reinforced concrete and limit analysis of plate and shell[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1993. (in Chinese)

[27] 安钰丰. 方形钢管混凝土叠合压弯构件力学性能和设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2015.
AN Y F. Performance and design method of square concrete-encased CFST members under combined compression and bending [D]. Beijing: Tsinghua University, 2015. (in Chinese)

[28] 王中强, 余志武. 于能量损失的混凝土损伤模型[J]. 建筑材料学报,2004,7(4):365-369.
WANG Z Q, YU Z W. Concrete damage model based on energy loss[J]. Journal of Building Materials, 2004, 7(4): 365-369. (in Chinese)

[29] 钢结构高强度螺栓连接技术规程:JGJ 82—2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Technical specification for high strength bolt connections of steel structures: JGJ 82—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)

[30] 於忠华. 偏压作用下后置钢管式钢筋混凝土柱受力机理与计算方法研究[D]. 合肥:合肥工业大学, 2019.
YU Z H. Research on stress mechanism and design method of post-wrapped steel tube retrofitted RC columns under eccentric compression [D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2019. (in Chinese)

[31] 于思柳. 钢管混凝土拱桥拱肋栓焊节点偏压力学性能研究[D]. 南宁: 广西大学, 2022.
YU S L. Study on mechanical properties of arch rib bolt-welded joints of CFST arch bridge under eccentric compression [D]. Nanning: Guangxi University, 2022. (in Chinese)