

自锁式协同受力模块梁静力承载性能研究

安琦¹, 唐健², 刘洋^{2*}, 任杰³, 王修军³, 刘士林¹

(1. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛 266520; 2. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072;
3. 中建八局第四建设有限公司, 山东 青岛 266000)

摘要: 针对目前模块建筑钢结构中模块单元梁之间无法协同受力的情况, 本文提出一种无需破坏围护结构的自锁式梁间侧向连接节点, 围绕采用该节点形式连接的模块梁, 采用数值模拟方法对构件静力承载性能进行研究, 探究构件的传力机理和破坏模式, 分析了连接数目、锁扣数目、梁截面高度与跨度比值、连接位置这四个关键参数的影响规律。结果表明: 自锁式协同受力模块梁具有较好的承载性能, 包括较高的极限承载力和较强的变形能力, 破坏模式主要为模块梁及上、下连接件的材料接近强度极限, 从而失去承载能力。相较于现有模块梁, 自锁式协同受力模块梁的极限承载能力有较大幅度提升, 梁间协同工作效果明显。构件极限承载力随着梁间侧向连接数目的增加而提升, 但增加幅度与加载方式和连接具体数目有关。在端弯矩荷载作用下, 当模块单元梁截面高度与跨度的比值较小时, 自锁式梁间连接对构件承载力的提升作用发挥更加充分, 而在竖向均布荷载作用下, 该比值对构件承载力的影响较小。梁间侧向连接位于左右2/7梁跨区域时, 模块单元梁之间的协同受力效果最显著。

关键词: 模块建筑钢结构; 自锁式协同受力模块梁; 梁间侧向连接; 承载性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)10-0049-10

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240516002

Study on the Bearing Capacity of an Innovative Self-Locking Co-working Modular Beam

AN Qi¹, TANG Jian², LIU Yang^{2*}, REN Jie³, WANG Xiujun³, LIU Shilin¹

(1. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266520, China; 2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 3. The Fourth Construction Co., Ltd. of China Construction Eighth Engineering Division, Qingdao 266000, China)

*Corresponding author: yangliu_0516@tju.edu.cn

Abstract: In view of the inability of cooperative work between modular beams in the current modular steel building, a self-locking lateral connection between beams is proposed without destroying the envelope structure. The static load performance of the co-working modular beam is studied by numerical simulation method, and the force transmission mechanism and failure mode of the beam are explored as well. The influence of four key parameters, including the number of connections, the number of locks, the ratio of beam section height to span, and the connection position, is analyzed. The results show that the self-locking co-working modular beam has a relatively good bearing capacity,

收稿日期: 2024-05-16

基金项目: 国家自然科学基金(52208175), 国家自然科学基金(52578230)

作者简介:

安琦(1987—), 男, 博士, 副教授, 主要从事模块建筑钢结构与大跨度钢结构方面的研究。E-mail: anqi@qut.edu.cn。

唐健(2001—), 男, 硕士研究生, 主要从事装配式钢结构、模块建筑钢结构方面的研究。

通信作者:

刘洋(1990—), 男, 博士, 副研究员, 主要从事钢结构及模块钢结构方面的研究。E-mail: yangliu_0516@tju.edu.cn。

including high ultimate bearing capacity and strong deformation capacity. The main failure mode is that the modular beam and the upper and lower connectors are close to the strength limit, thus losing the bearing capacity. Compared with the existing modular beams, the ultimate bearing capacity of the self-locking modular beams is greatly improved, and the collaborative working effect between the beams is obvious. The ultimate bearing capacity of the member increases with the increase of the number of lateral connections between beams, but the increasing range is related to the loading method and the specific number of connections. Under end moment load, when the ratio of section height to span of modular beam is small, the connection between self-locking beam plays a more significant role in enhancing the bearing capacity of the member, but under vertical uniform load, the ratio has a smaller effect. When the lateral connection between the beams is located in the left and right $2/7$ beam span, the collaborative effect between modular beams is the most significant.

Keywords: modular building steel structure; self-locking co-working modular beam; lateral connection between modular beams; bearing performance

随着我国经济的高速发展,建筑业的传统生产方式在某些方面遇到了问题,如人力成本提升、绿色环保要求提高、信息化与数字化程度低等,这些都促使建筑行业进行升级转型。其中,装配式建筑成为一个重要的转型方向,装配式建筑的理念包括设计标准化、制作工厂化、施工装配化等。模块建筑钢结构^[1-2]在设计时采用标准模数框架结构的模块单元,在工厂完成包括围护结构和水电管线在内的模块单元制作,最后运输至施工现场安装成为结构整体,整个生产方式与装配式建筑的理念极为契合,此外还具有施工速度快、节省人力成本、绿色环保等突出优点,在遇到公共卫生事件等突发情况时更是能发挥其他结构形式不具备的优势,因此具有重要的经济价值和社会价值。

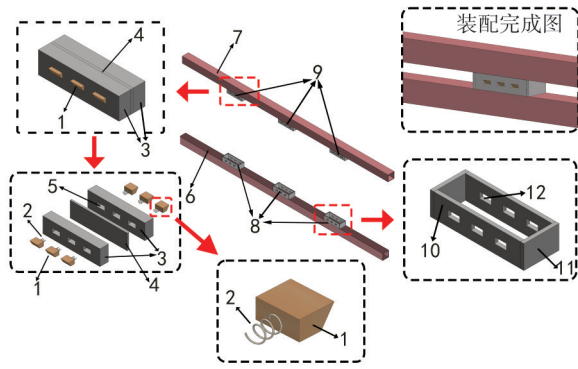
目前,模块建筑钢结构的主要结构形式为通过模块单元间角部连接节点将模块单元连接成为结构整体,众多学者^[3-6]对模块单元间角部连接节点开展了大量的研发工作,基本可以很好地解决模块单元间角部连接问题。然而,由于现有主要的模块建筑钢结构体系仅在模块单元的角部进行连接,模块单元构件之间未能实现有效连接,导致模块单元构件各自单独承载、未能实现协同受力,进而导致结构承载效率较低、用钢量增大、造价提升。周子栋^[7]基于实际工程天津子牙尚林苑项目的研究表明,在构件应力比、结构层间位移角等主要设计指标基本相同的情况下,常规钢框架结构的用钢量仅为模块建筑钢结构的56.3%。由此可见,增强模块构件之间协同受力程度,进一步提升结构整体性成为模块建筑钢结构亟待解决的问题。SHARAFI等^[8]通过锯齿连接实现模块单元梁之间的部分连接,在一定程度上增加了模块单元梁之间的协同受力程度,然而锯齿连接为单向传力,无法实现三向传力,实用性较差。XU等^[9-10]采用螺栓连接方式实现了上、下模块单元的槽钢模块梁之间的连接,研究发现协同受力后,模块梁的承载力能够提升50%~90.5%,然而,该连接方式中螺栓施拧需要破坏模块单元的围护结构,因此不利于装配化施工,此

外,该连接方式并不适用于闭口截面。综上,在模块单元梁的连接与协同受力方面,仅有少量学者进行了研究,且存在传力方式不足、需要破坏围护结构、不适用于闭口截面等问题。因此,有必要对无需破坏围护结构的模块单元梁之间协同受力实现方式及承载性能进一步深入研究。

锯齿连接存在牢固性差、只能单向传力等缺点,而螺栓连接在实际模块结构的建造过程中需要破坏维护墙板等结构。针对以上问题,安琦等^[11]提出一种无需破坏模块单元围护结构,现场可直接吊装,减少大量现场作业量,且能够实现上、下模块单元梁之间协同受力的自锁式梁间侧向连接形式。本文围绕该自锁式协同受力模块梁,采用数值模拟的方法,开展静力承载性能研究,重点揭示结构的传力机理和破坏模式,探究关键参数的影响规律,为模块建筑钢结构的工程实践提供一定参考。

1 自锁式协同受力模块梁构造

自锁式协同受力模块梁是由上模块单元梁7、下模块单元梁6、上连接件9、下连接件8四部分组成,如图1所示。其中,下连接件8由开孔抗剪板10和连接板11焊接而成;上连接件9由锁扣1、弹簧2、开孔抗剪板3以及连接板4组成,开孔抗剪板3和连接板4通过焊接连接为整体,弹簧2的两端分别与锁扣1和连接板4焊接,锁扣1可以在孔洞5内自由滑动。在工厂将下连接件8与下模块单元梁6在相应位置实现可靠连接,将上连接件9与上模块单元梁7在相应位置实现可靠连接。现场吊装施工时,首先将带有下模块单元梁的下模块单元安装就位,然后将带有上模块单元梁的上模块单元吊装至接近位置,使连接件9插入到连接件8中,然后沿竖直方向将上模块单元缓缓下落,直至连接件9的锁扣卡入连接件8的锁扣孔洞中,完成模块吊装施工。



注: 1: 锁扣; 2: 弹簧; 3: 开孔抗剪板; 4: 连接板; 5: 锁扣滑道孔洞; 6: 下模块单元梁; 7: 上模块单元梁; 8: 下连接件; 9: 上连接件; 10: 开孔抗剪板; 11: 连接板; 12: 锁扣滑道孔洞

图1 自锁式协同受力模块梁构造示意图

Fig. 1 Schematic diagram of self-locking co-working modular beam

2 有限元模型及参数设计

2.1 有限元模型

2.1.1 单元类型和材料属性

利用有限元分析软件ABAQUS,建立自锁式协同受力模块梁精细化有限元模型,模型中构件及部件均采用实体单元C3D8R模拟,弹簧采用SPRING连接模拟,弹簧刚度为 $1.5 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ [12],钢材采用Q345B钢,泊松比取0.3,本构关系选用双线性随动强化三折线模型,并采用von Mises屈服准则,锁扣采用Q345B钢,模型材料属性如表1所示。本文采用Ramberg-Osgood模型建立锁扣材料的本构模型[13],采用考虑屈服平台的真实应力-应变曲线三折线简化模型,表达式如下:

$$f(\epsilon) = \begin{cases} E\epsilon & \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_{0.002} + \frac{f_u - f_{0.002}}{\epsilon_u - 0.002} (\epsilon - 0.002) & \epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_u \\ f_u & \epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_f \end{cases} \quad (1)$$

表1 有限元模型构件的材料属性

Table 1 Material properties of finite element model components

部件名称	屈服强度 f_y/MPa	屈服应变 $\epsilon_y/\times 10^{-2}$	极限强度 f_u/MPa	极限应变 $\epsilon_u/\times 10^{-2}$	弹性模量 E/GPa
模块梁、连接钢板	345	0.167	470	12	206
锁扣	345	0.167	470	12	206

2.1.2 边界条件及接触设置

有限元模型中,钢材之间的焊接均采用绑定约束模拟,构件内加劲肋与构件之间的连接采用绑定约束模拟。钢材接触面处理方法为抛丸(喷砂),根据《钢结构设计标准》(GB50017—2017)[14]规定,钢材摩擦面抗滑移系数为0.2,因此切向采用罚函数,摩擦系数 μ 取0.2,法向采用硬接触。模块单元梁、柱采用焊接刚接节点,模块单元柱的端部均设置端板,上柱的下端板与下柱的上端板通过焊接进行模拟,左侧模块单元柱底部端板中心位置采用三向铰接,柱顶部端板中心位置仅约束面外平动自由度,右侧模块单元柱底部端板中心位置采用双向铰接,释放沿梁跨度方向平动自由度,柱顶部端板中心位置同样仅约束面外平动自由度,有限元模型如图2所示。

2.1.3 网格划分及加载制度

考虑到计算量庞大以及可能出现的收敛困难问题,本文采用了Explicit分析方法进行求解,能够解决复杂的接触模拟。为了准确模拟模型的实际受力情况,本文将有限元网格尺寸整体设定为5 mm。

为模拟模块建筑钢结构在竖向荷载和水平荷载作用下模块单元梁的受力状态,加载工况为两种。工况

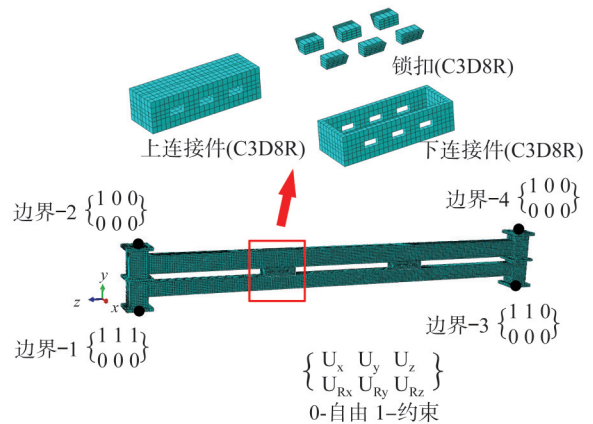


图2 有限元模型示意图

Fig. 2 Schematic diagram of finite element model

一为竖向均布加载,在模型的地板梁和天花板梁上翼缘分别施加竖向均布荷载,模拟工程实际中的竖向作用。加载方式为通过在地板梁和天花板梁的翼缘上施加相同的压强荷载,以模拟实际受到的均布荷载,并通过提取支座点处反力求得所施加荷载大小。工况二为端弯矩加载,在模型短柱的上、下端板施加一对力偶,模拟工程实际中结构在水平荷载作用下产生的端弯矩。

2.2 参数设计

共设计1个常规模块梁模型和14个协同受力模块梁模型,如表2所示。其中,编号“MB”表示常规模块梁,编号“CMB”表示协同受力模块梁,模型CMB-01为标准模型,CMB-01~CMB-03为改变梁间侧向连接数目的模型,CMB-04~CMB-05为改变锁扣数目的模型,CMB-06~

CMB-011为改变高跨比的模型,CMB-12~CMB-014为改变梁间连接位置的模型。

所有模型的跨度相同,均为6 250 mm,锁扣均为均匀分布,梁间连接位置如表2所示,标准模型CMB-01的尺寸如图3所示。

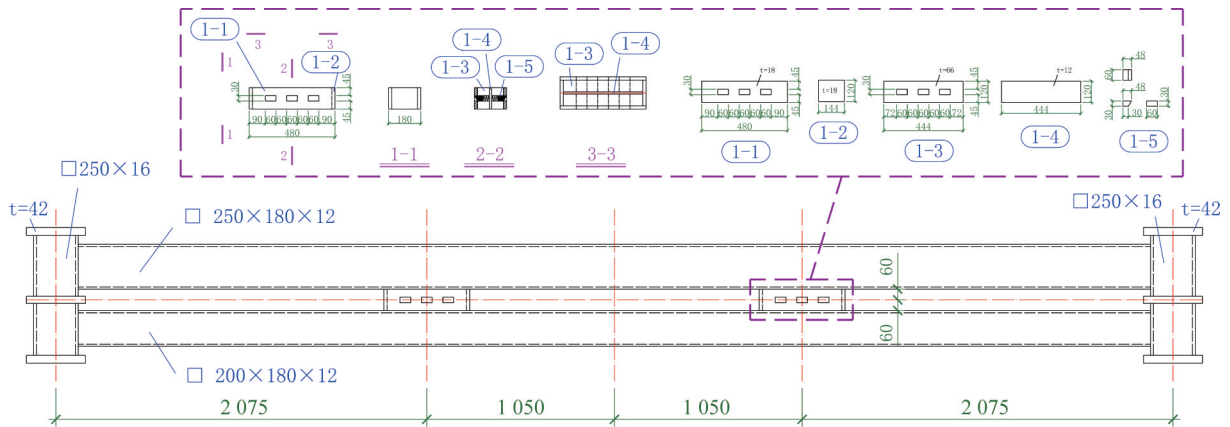


图3 标准模型尺寸(单位:mm)

Fig. 3 Dimensions of standard model (unit: mm)

表2 模型参数表

Table 2 Parameters of models

模型编号	单元梁的截面:地板梁/天花板梁/mm	连接件个数	锁扣个数	高跨比	梁间连接位置
MB-01	□250×180×12/□200×180×12	0	0	1/25,4/125	—
CMB-01	□250×180×12/□200×180×12	2	3	1/25,4/125	1/3跨度
CMB-02	□250×180×12/□200×180×12	1	3	1/25,4/125	1/2跨度
CMB-03	□250×180×12/□200×180×12	3	3	1/25,4/125	1/4跨度
CMB-04	□250×180×12/□200×180×12	2	1	1/25,4/125	1/3跨度
CMB-05	□250×180×12/□200×180×12	2	2	1/25,4/125	1/3跨度
CMB-06	□200×100×12/□150×100×12	1	3	4/125,3/125	1/2跨度
CMB-07	□200×100×12/□150×100×12	2	3	4/125,3/125	1/3跨度
CMB-08	□200×100×12/□150×100×12	3	3	4/125,3/125	1/4跨度
CMB-09	□150×100×12/□100×100×12	1	3	3/125,2/125	1/2跨度
CMB-10	□150×100×12/□100×100×12	2	3	3/125,2/125	1/3跨度
CMB-11	□150×100×12/□100×100×12	3	3	3/125,2/125	1/4跨度
CMB-12	□250×180×12/□200×180×12	2	3	1/25,4/125	左、右3/7跨度
CMB-13	□250×180×12/□200×180×12	2	3	1/25,4/125	左、右2/7跨度
CMB-14	□250×180×12/□200×180×12	2	3	1/25,4/125	左、右1/7跨度

3 模型验证

为进一步验证本文中所建立精细化有限元模型的可靠性和合理性,参考文献[10]中开展了7组钢结构模块

叠合梁受弯性能试验,本文采用与文献中叠合梁相同的结构尺寸、材性数据以及约束条件,建立了精细化有限元模型,并将模拟得到的所有模型的荷载-位移曲线与文献

当中的试验数据进行对比,如图4和图5所示。结果表明,有限元模拟的承载力与试验测得的承载力误差在5%以内,各组试件模拟与试验结果的曲线变化趋势基本一致。以文献[10]中试件LFFB-C为例,有限元模拟的试件屈曲变形位置和破坏模式均与试验结果吻合较好,如图6和图7所示。由此验证了本文所采用的模拟方法具有一定的可靠性和准确性。

需要指出的是,本文通过精细化有限元建模和网格划分,详细地模拟了模型的局部变形和破坏模式。有限元分析中采用了双线性本构模型,导致在部分有限元模型分析中的荷载-位移曲线未能观察到明显的下降段,因而与试验曲线存在轻微的不一致,但这些数值模拟曲线均出现了塑性水平段,因此将最后一步的整体破坏荷载视为极限承载力。

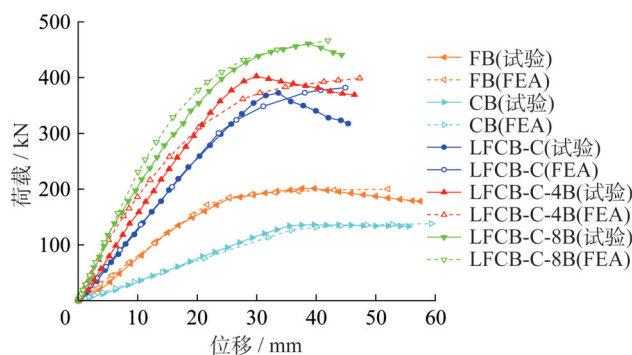


图4 LFCB双梁试验结果与模拟结果对比

Fig. 4 Comparison of the results between test and FEA of LFCB double beams

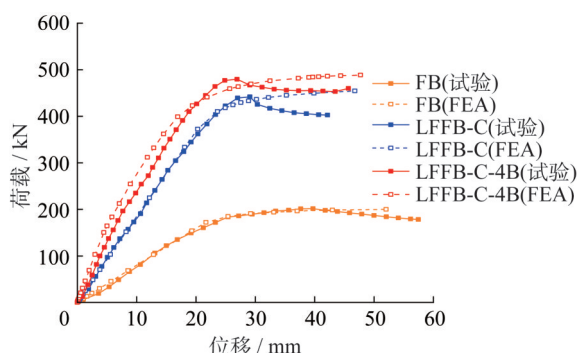


图5 LFFB双梁试验结果与模拟结果对比

Fig. 5 Comparison of the results between test and FEA of LFFB double beams

4 静力承载性能

4.1 竖向均布荷载

4.1.1 破坏模式

在竖向均布荷载作用下,协同受力模块梁标准模型CMB-01在加载前期的荷载和变形等比例增加,当支座

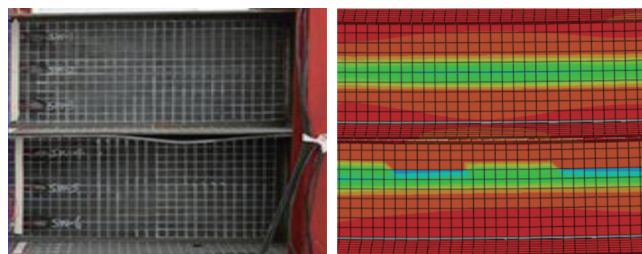


图6 试件LFFB-C局部屈曲变形

Fig. 6 Local buckling deformation of specimen LFFB-C

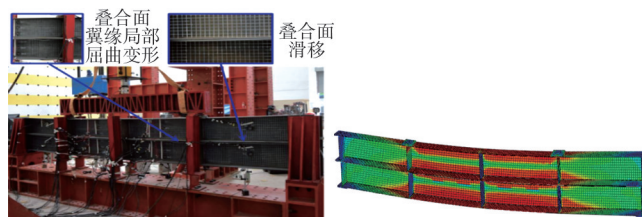


图7 试件LFFB-C整体破坏

Fig. 7 Overall failure of specimen LFFB-C

反力达到0.82倍极限承载力时,连接件外侧位置的模块单元梁上翼缘受压区和下翼缘受拉区开始屈服,说明上、下模块单元梁之间的剪力通过连接件实现了有效传递,最大应力达到351.9 MPa(本章节应力均为Mises应力),构件进入弹塑性阶段,此时跨中竖向挠度为41.4 mm。继续加载至支座反力达到0.97倍极限承载力,此时跨中挠度达到154.1 mm,此时最大应力为393.5 MPa。继续加载至支座反力达到1 710 kN时,构件达到极限承载力,此时模型弯曲变形较大,跨中挠度达到306.4 mm,地板梁跨中上翼缘最大应力达到455.7 MPa,出现在连接件附近,且局部出现受压鼓曲现象,天花板梁下翼缘受拉侧最大应力为415.0 MPa,出现在连接件附近。此外,上、下连接件应力分布不均匀,说明上、下模块单元梁间的剪力沿单向传递,且以挤压传力为主,局部区域应力达到370.0 MPa以上,接近材料极限强度,锁扣应力相对较小,各构件最终破坏时应力云图如图8所示。

在均布荷载作用下,常规模块单元梁在加载前期处于弹性阶段,荷载和变形等比例增加,当支座反力达到0.87倍极限承载力时,常规模块梁上、下双梁跨中发生屈服,最大应力达到350.5 MPa,此时跨中竖向挠度为43.2 mm。继续加载至支座反力达到0.98倍极限承载力时,构件最大应力为362.3 MPa,此时跨中挠度达到78.5 mm。继续加载至支座反力达到1 162.5 kN,构件达到极限承载力,荷载-位移曲线达到峰值点,此时常规模块梁弯曲变形较大,跨中挠度为135.5 mm,地板梁最大应力达到377.9 MPa,出现在跨中位置,且上翼缘受压出现局部鼓曲现象,天花板梁下翼缘受拉侧最大应力为346.9 MPa,出现在跨中位置,均超过材料屈服强度,双梁整体破坏,模块单元梁均

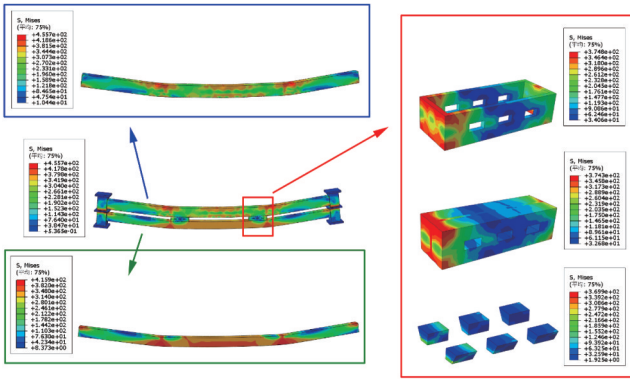


图8 协同受力模块梁在竖向均布荷载作用下的破坏模式(单位:MPa)

Fig. 8 Failure mode of co-working modular beam under vertical uniformly distributed load (unit:MPa)

为单独承载,未能形成协同受力。各构件最终破坏时应力云图如图9所示。

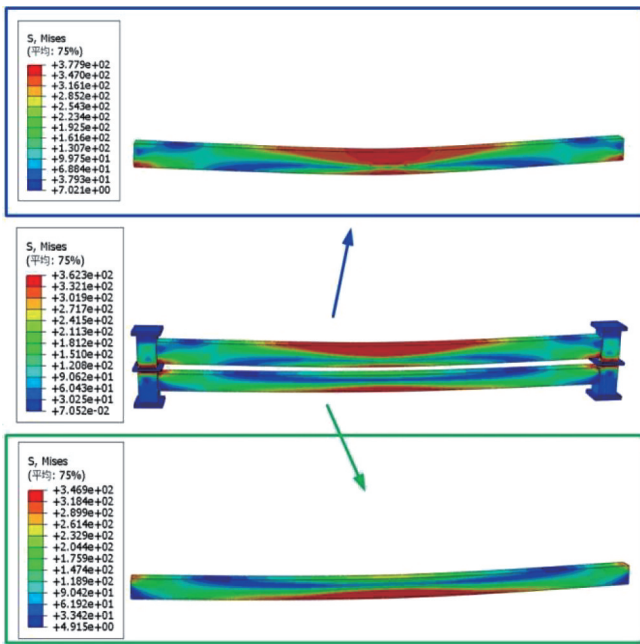


图9 常规模块梁在竖向均布荷载作用下的破坏模式(单位:MPa)

Fig. 9 Failure mode of conventional modular beam under vertical uniformly distributed load (unit:MPa)

对比常规模块单元梁和协同受力模块单元梁的破坏模式可以看出,两者均属于强度破坏。在竖向均布荷载作用下,协同受力模块梁通过梁跨间连接件和梁端部的单元间节点有效地传递竖向荷载,最终表现出整体的受弯破坏模式。且协同受力模块梁的应力分布相对均匀,最大应力出现在两个连接节点位置,天花板梁的两个连接节点之间区域受力较为均匀,破坏时材料强度均较高,材料性能得到了较为充分的利用。相比之下,常规模块

单元梁仅依赖梁端部的单元间节点来传递竖向荷载,上、下梁的传力途径较少,因此在承受均布荷载时,上、下梁的整体弯曲程度不明显,而局部应力较大。

4.1.2 荷载-位移曲线及受力全过程分析

协同受力标准模块梁模型CMB-01和常规模块梁模型MB-01在竖向均布荷载作用下的支座反力-跨中挠度曲线如图10所示。结果表明,构件在加载初期处于弹性阶段,支座反力与跨中挠度基本呈线性关系,当跨中挠度达到41.4 mm时,协同受力模块梁部分区域开始屈服,构件进入弹塑性阶段,此时支座反力为0.82倍极限承载力。随着荷载进一步增加,构件竖向挠度持续增加,但荷载增加缓慢,直至变形达到306.4 mm时,构件达到极限承载力,此时支座反力为1710 kN。总体而言,协同受力模块梁在加载过程中具有较好的延性和变形能力,承载性能较好。

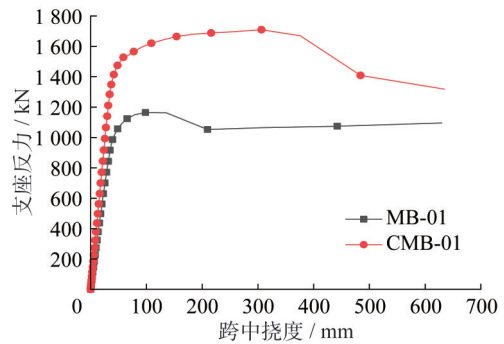


图10 竖向均布荷载作用下模型CMB-01与MB-01的支座反力-跨中挠度曲线

Fig. 10 Support reaction-midspan deflection curves of model CMB-01 and MB-01 under vertical uniformly distributed load

4.2 端弯矩荷载

4.2.1 破坏模式

在端弯矩荷载作用下,协同受力模块梁在加载前期的荷载和转角等比例增加,当端弯矩荷载达到0.82倍极限承载力时,协同受力双梁靠近短柱焊接部分率先屈服,左端支座发生明显转角位移,构件进入弹塑性阶段,此时支座转角位移为0.057 rad。继续加载到端弯矩荷载为2785 kN·m时,构件达到极限弯矩承载力,荷载转角曲线达到峰值点。此时协同梁弯曲变形较大,支座转角位移为0.205 rad,钢梁最大应力为470 MPa,达到极限强度,连接件应力最大为326 MPa,材料仍处于弹性阶段,锁扣应力相对较小,各构件最终破坏时应力云图如图11所示。可以看到,协同梁破坏比较轻微,变形发生在短柱附近,梁端部应力整体大于连接件范围内的跨中应力。

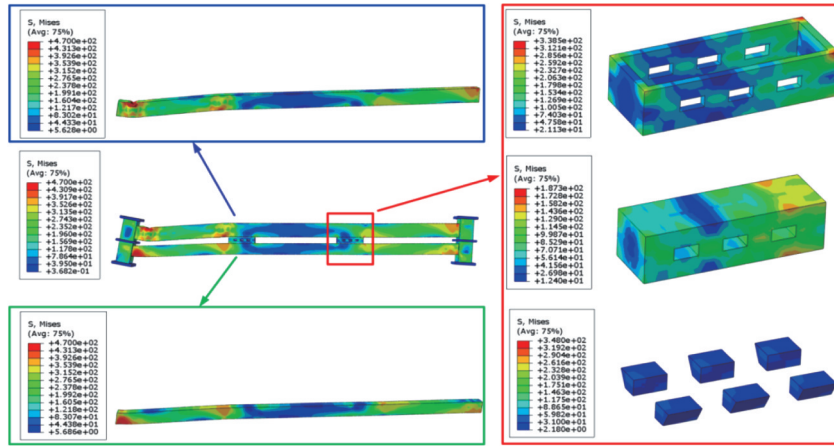


图 11 协同受力模块梁在端弯矩荷载作用下的破坏模式(单位:MPa)

Fig. 11 Failure mode of co-working modular beam under end bending moment load (unit:MPa)

常规模块梁在加载前期荷载和变形等比例均匀增加,当端弯矩荷载达到0.69倍极限承载力时,上、下双梁与柱焊接位置屈服,双梁短柱发生小变形,最大应力达到419.8 MPa,构件进入弹塑性阶段,此时支座的转角位移为0.028 rad。继续加载到端弯矩荷载为1 836.6 kN·m时,构件达到极限承载力,荷载-转角曲线达到峰值点,此时常规模块梁弯曲变形较大,支座的转角位移为0.721 rad,双梁端部与短柱焊接部分应力达到极限应力,模块单元梁均为单独承载,未能形成协同受力,各构件最终破坏时应力云图如图12所示。

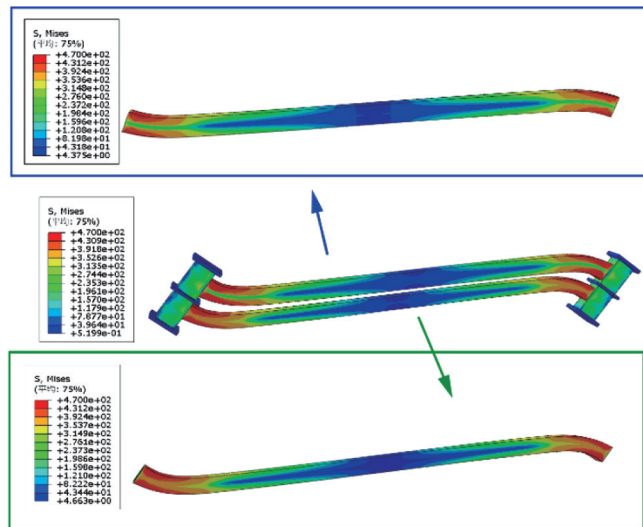


图 12 常规模块梁在端弯矩荷载作用下的破坏模式(单位:MPa)

Fig. 12 Failure mode of conventional modular beam under end bending moment load (unit:MPa)

4.2.2 荷载-位移曲线及受力全过程分析

协同受力标准模块梁模型CMB-01和常规模块梁模型MB-01在端弯矩荷载作用下的弯矩-转角曲线如图13

所示。结果表明,构件在加载初期处于弹性阶段,弯矩与转角基本呈线性关系,当端部转角达到0.057 rad时,协同受力模块梁部分区域开始屈服,构件进入弹塑性阶段,此时端弯矩为0.95倍极限承载力。随着荷载进一步增加,构件端部转角持续增加,但端弯矩增加缓慢,直至端部转角达到0.205 rad时,构件达到极限承载力,此时端弯矩为2 785 kN·m。总体而言,协同受力模块梁在加载过程中具有较好的延性和变形能力,承载性能良好。

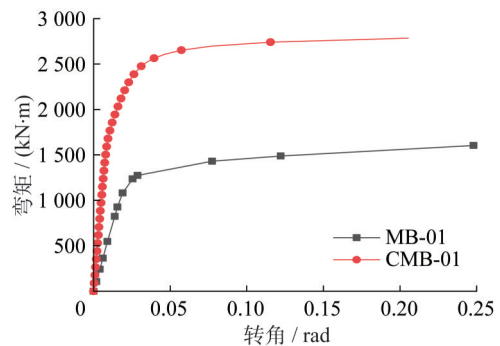


图 13 端弯矩荷载作用下模型CMB-01与MB-01的弯矩-转角曲线

Fig. 13 Bending moment-rotation curves of model CMB-01 and MB-01 under end bending moment load

5 关键参数分析

5.1 梁间自锁式连接个数

根据常规模块梁与自锁式协同受力模块梁的承载全过程分析可知,梁间自锁式连接使梁具有较为明显的受力协同作用,因此,本节研究梁间自锁式连接个数对协同受力模块梁承载性能的影响规律。

模型MB-01及模型CMB-01~CMB-03在竖向均布荷载作用下以及端弯矩荷载作用下的荷载-位移曲线分别如图14、图15所示。结果表明:

(1) 在竖向均布荷载作用下,随着自锁式梁间连接个数的增加,模块梁的极限承载力也随着增加,但增加幅度并不均匀,其中,梁间连接个数从1到2时承载力提升效果最显著,而梁间连接个数从0到1、从2到3时,构件承载力增加不显著,CMB-01与CMB-03的主要区别在于CMB-03在跨中位置多设置了1个连接件,梁端部的连接件位置差别不大。在竖向均布荷载与端弯矩荷载作用下,协同梁在跨中位置的剪力较小,而连接件的主要作用之一就是承担上、下钢梁之间的剪力,因此,连接件布置在跨中时发挥的作用有限,导致CMB-01与CMB-03承载力接近。

(2) 在端弯矩荷载作用下,随着自锁式梁间连接个数的增加,模块梁的极限承载力也随着增加,且增加幅度较为均匀。

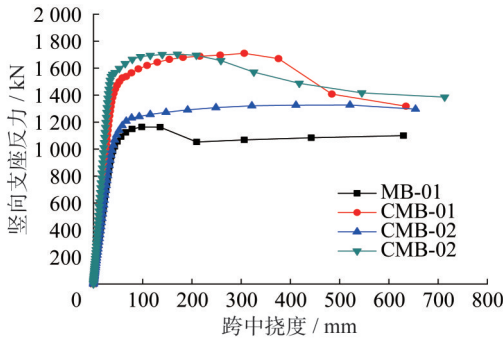


图14 梁间自锁式连接个数不同时竖向均布荷载作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 14 Load-displacement curves of models under vertical uniformly distributed load with different numbers of self-locking connections between beams

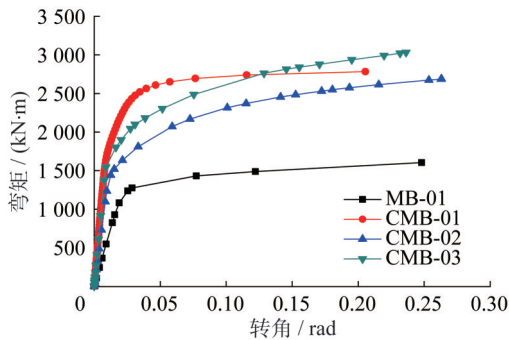


图15 梁间自锁式连接个数不同时端弯矩作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 15 Load-displacement curves of models under end bending moment load with different numbers of self-locking connections between beams

5.2 连接节点的锁扣个数

模型CMB-01、CMB-04及CMB-05在竖向均布荷

载作用下以及端弯矩荷载作用下的荷载-位移曲线分别如图16、图17所示。结果表明,无论是在竖向均布荷载作用下还是在端弯矩作用下,锁扣个数对构件承载性能的影响并不显著,可以忽略。

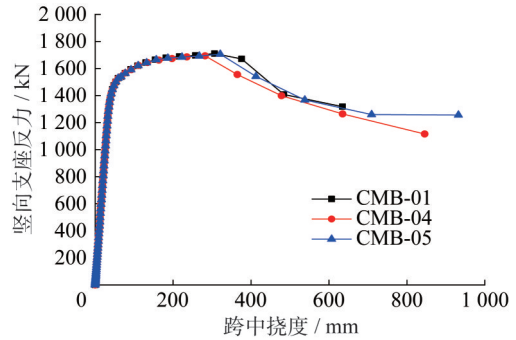


图16 连接节点的锁扣个数不同时竖向均布荷载作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 16 Load-displacement curves of models under vertical uniformly distributed load with different numbers of locking buckles connecting nodes

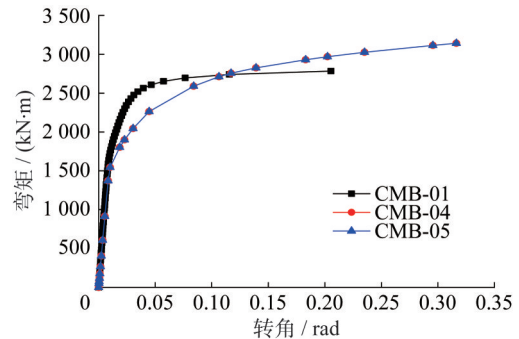


图17 连接节点的锁扣个数不同时端弯矩作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 17 Load-displacement curves of models under end bending moment load with different numbers of locking buckles connecting nodes

5.3 模块单元梁截面高度与跨度的比值

模型CMB-06~CMB-11在竖向荷载作用下以及端弯矩荷载作用下的荷载-位移曲线分别如图18、图19所示。结果表明:

(1) 在竖向均布荷载作用下,梁间连接数目从1增加到2后,模块单元梁截面高度与跨度的比值为0.04时承载力提升28.8%,比值为0.032时承载力提升34.1%,比值为0.024时承载力提升33.8%,可见在竖向均布荷载作用下,自锁式梁间连接对构件承载力的提升效果受梁截面与梁跨度比值的影响较小。

(2) 在端弯矩荷载作用下,梁间连接数目从1增加到2后,模块单元梁截面高度与跨度的比值为0.04时

承载力提升 3.6%，比值为 0.032 时承载力提升 4.7%，比值为 0.024 时承载力提升 23.1%，可见在端弯矩荷载作用下，当模块单元梁截面高度与跨度的比值较小时，自锁式梁间连接对构件承载力的提升作用发挥更加充分。

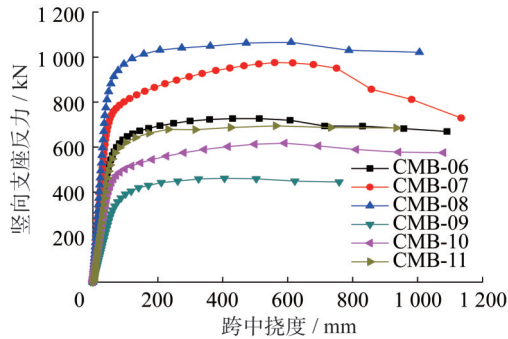


图 18 高跨比不同时竖向均布荷载作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 18 Load-displacement curves of models under vertical uniformly distributed load with different height to span ratios

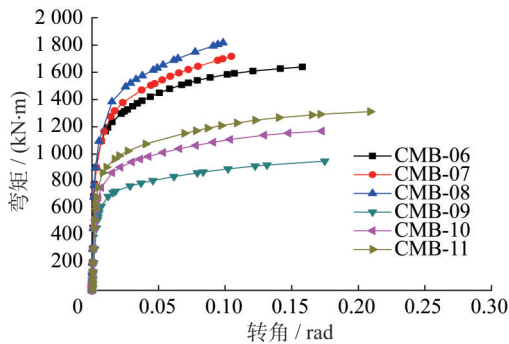


图 19 高跨比不同时端弯矩荷载作用下模型荷载-位移曲线

Fig. 19 Load-displacement curves of models under end bending moment load with different height to span ratios

5.4 梁间自锁式连接位置

模型 CMB-12~CMB-14 在竖向均布荷载作用下以及端弯矩荷载作用下的荷载-位移曲线分别如图 20、图 21 所示。结果表明，在竖向均布荷载作用下，当自锁式梁间连接位置位于左右 2/7 梁跨时构件承载力最大，其次是位于左右 1/7 梁跨时构件承载力，位于左右 3/7 梁跨时承载力最小。在端弯矩荷载作用下，当自锁式梁间连接位置位于左右 2/7 梁跨时构件承载力最大，其次是位于左右 3/7 梁跨时构件承载力，位于左右 1/7 梁跨时承载力最小。可见，当自锁式梁间连接位于左右 2/7 梁跨区域时，上、下模块单元梁之间的协同受力效果最显著。

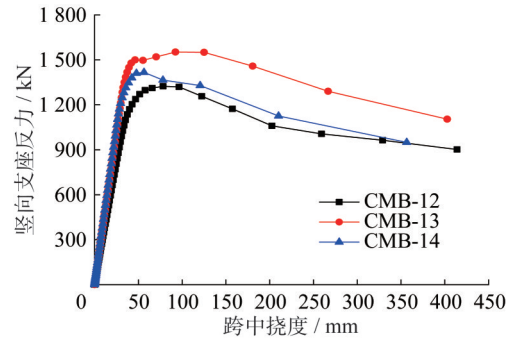


图 20 梁间自锁式连接位置不同时竖向均布荷载作用下模型的荷载-位移曲线

Fig. 20 Load-displacement curves of models under vertical uniformly distributed load with different self-locking connection positions between beams

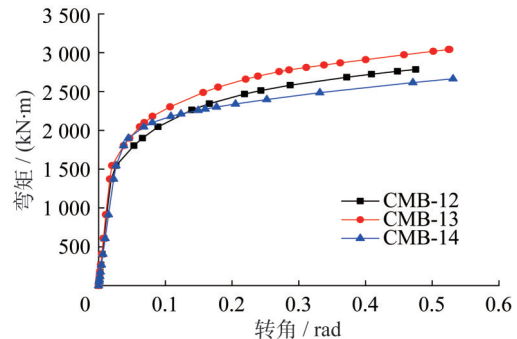


图 21 梁间自锁式连接位置不同时端弯矩作用下模型的荷载-位移曲线

Fig. 21 Load-displacement curves of models under end bending moment load with different self-locking connection positions between beams

6 结论

本文围绕自锁式协同受力模块梁，采用数值模拟的方法对其静力承载性能进行研究，探究了新型构件的传力机理和破坏模式，分析了连接数目、锁扣数目、梁截面高度与跨度比值、连接位置这四个关键参数的影响规律，得到以下结论：

(1) 自锁式协同受力模块梁具有较好的承载性能，包括较高的极限承载力和较强的变形能力。在竖向均布荷载作用下的破坏模式为模块梁及上、下连接件的材料接近强度极限，从而失去承载能力；在端弯矩荷载作用下的破坏模式为模块梁端部的材料接近强度极限，造成构件失去承载能力。

(2) 相较于现有模块梁，自锁式协同受力模块梁的极限承载能力有较大幅度提升，梁间协同工作效果明显。当单根模块梁截面高度与跨度比值为 0.04，且在梁跨范围内均匀设置 2 个梁间侧向连接时，协同受力模块梁的极限承载力提升幅度为 46.8%~73.6%。

(3) 当自锁式梁间连接节点均匀分布在梁跨范围内时,对于由上、下2个箱形截面模块单元梁组成的复合梁,在竖向均布荷载作用时,梁间侧向连接数目从1增加到2时承载力提升较大,而从0到1以及从2到3时,增加梁间侧向连接数目对构件承载力的提升作用并不显著;端弯矩荷载作用时,构件承载力随着梁间侧向连接数目的增加而增大。

(4) 在竖向均布荷载作用下,自锁式梁间连接对构件承载力的提升效果受梁截面与梁跨度比值的影响较小;在端弯矩荷载作用下,当模块单元梁截面高度与跨度的比值较小时,自锁式梁间连接对构件承载力的提升作用发挥得更加充分。

(5) 在梁间侧向连接数目为2的情况下,当连接位置位于左右2/7梁跨区域时,上、下模块单元梁之间的协同受力效果最显著。

参考文献:

- [1] 中国工程建设协会标准. 钢结构模块建筑技术规程: T/CECS 507—2018[S]. 北京: 中国计划出版社, 2018.
China Association for Engineering Construction Standardization. Technical Specification for Steel Modular Buildings: T/CECS 507—2018 [S]. Beijing: China Planning Press, 2018. (in Chinese)
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 轻型模块化钢结构组合房屋技术标准: JGJ/T 466—2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Standard for Light Steel Modular Building: JGJ/T 466—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- [3] CHEN Z H, KHAN K, KHAN A, et al. Exploration of the multidirectional stability and response of prefabricated volumetric modular steel structures [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 184: 106826. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106826.
- [4] 王文静, 李志武, 于春义, 等. 模块化钢结构建筑结构体系研究进展[J]. 施工技术, 2020, 49(11): 24-30, 36.
WANG Wenjing, LI Zhiwu, YU Chunyi, et al. State of the art of modular steel building system [J]. Construction Technology, 2020, 49(11): 24-30, 36. (in Chinese)
- [5] 丁阳, 邓恩峰, 宗亮, 等. 模块化钢结构建筑连接节点研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(3): 33-40. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.03.003.
DING Yang, DENG Enfeng, ZONG Liang, et al. State-of-the-art on connection in modular steel construction [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(3): 33-40. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.03.003. (in Chinese)
- [6] 陈红磊, 陈琛, 李国强, 等. 模块化钢结构建筑模块间节点的研究综述[J]. 钢结构, 2018, 33(12): 1-5, 27. DOI: 10.13206/j.gjg.201812001.
CHEN Honglei, CHEN Chen, LI Guoqiang, et al. A review on inter-module connections of modular steel building [J]. Steel Construction, 2018, 33(12): 1-5, 27. DOI: 10.13206/j.gjg.201812001. (in Chinese)
- [7] 周子栋. 多层钢模块建筑结构与角件旋转式模块连接节点分析[D]. 天津: 天津大学, 2018.
ZHOU Zidong. Analysis of multi-storey steel module building's structural performance and rotating angle casti module connection node [D]. Tianjin: Tianjin University, 2018. (in Chinese)
- [8] SHARAFI P, MORTAZAVI M, SAMALI B, et al. Interlocking system for enhancing the integrity of multi-storey modular buildings [J]. Automation in Construction, 2018, 85: 263-272. DOI: 10.1016/j.autcon.2017.10.023.
- [9] XU B, XIA J W, CHANG H F, et al. A comprehensive experimental-numerical investigation on the bending response of laminated double channel beams in modular buildings [J]. Engineering Structures, 2019, 200: 109737. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109737.
- [10] XU B, XIA J W, CHANG H F, et al. Flexural behaviour of pairs of laminated unequal channel beams with different interfacial connections in corner-supported modular steel buildings [J]. Thin-Walled Structures, 2020, 154: 106792. DOI: 10.1016/j.tws.2020.106792.
- [11] 安琦, 王燕. 模块建筑钢结构: 202223002887.7 [P]. 2023-03-14.
AN Qi, WANG Yan. Modular building steel structure: 202223002887.7 [P], 2023-03-14. (in Chinese)
- [12] CHEN Z H, WANG J, LIU J D, et al. Seismic behavior and moment transfer capacity of an innovative self-locking inter-module connection for modular steel building [J]. Engineering Structures, 2021, 245: 112978. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112978.
- [13] XU B, XIA J W, MA R W, et al. Investigation on true stress-strain curves of flat and corner regions of cold-formed section using 3D digital image correlation method [J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019(1): 3138176. DOI: 10.1155/2019/3138176.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准: GB 50017—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, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for Design of Steel Structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)