

自攻钉集块连接节点抗剪性能试验研究

董宏英¹, 仲湘珺¹, 曹万林¹, 杨兆源^{2*}, 秦玉¹

(1. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124; 2. 中国矿业大学(北京) 力学与土木工程学院, 北京 100083)

摘要: 文中提出了一种适用于装配式混凝土夹心剪力墙是自攻钉集块连接节点, 设计并制作了14个自攻钉集块连接节点试件, 通过剪切性能试验研究了自攻钉数量、直径、分布位置、布置方式对试件极限抗剪承载力、刚度退化、变形能力的影响。试验结果表明: 自攻钉集块连接节点试件的破坏模式为自攻钉断裂; 在自攻钉型号保持不变的条件下, 自攻钉数量增加1倍时, 试件的抗剪极限承载力提升了56%~92%, 且抗剪刚度也得到显著提升; 对于自攻钉直径较大的试件, 自攻钉数量的变化对其变形能力影响显著; 随着自攻钉与连接钢板边缘距离的减小, 节点抗剪承载力逐渐提高, 弹塑性阶段抗剪刚度则有所降低; 当自攻钉型号和数量不变时, 居中单列或居中分布两列的自攻钉布置形式对节点抗剪性能影响较小。文中建立了自攻钉集块连接节点的有限元模型开展数值模拟, 结果表明: 随连接钢板上自攻钉数量增加, 群钉折减系数呈降低趋势; 验证了当自攻钉总抗剪承载力相同时, “细而密”的自攻钉布置形式更利于提升节点抗剪性能。文中最终提出了适用于自攻钉集块连接节点的极限抗剪承载力简化计算方法, 可供工程设计借鉴参考。

关键词: 自攻钉集块连接节点; 抗剪性能; 试验研究; 数值模拟; 极限抗剪承载力; 群钉折减系数

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)09-0041-13

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20250210003

Experimental Study on Shear Performance of Self-Tapping Screw Cluster Connections

DONG Hongying¹, ZHONG Xiangjun¹, CAO Wanlin¹, YANG Zhaoyuan^{2*}, QIN Yu¹

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and

Technology (Beijing), Beijing 100083, China)

*Corresponding author: yangzhaoyuan_cumtb@126.com

Abstract: A new type of self-tapping screw cluster connection for prefabricated concrete polystyrene sandwich shear walls was proposed, and 14 self-tapping screw cluster connection specimens were designed and fabricated. The effects of the number, diameter, distribution, and arrangement of self-tapping screws on the ultimate shear capacity, stiffness degradation, and deformation capacity of the specimens were investigated through shear tests. The test results show that the failure mode of the specimens is mainly the fracture of the self-tapping screws. When the self-tapping screw type remains unchanged, doubling the number of screws increases the ultimate shear capacity by 56%~92% and significantly improves the shear stiffness. The deformation capacity of the specimens with a large diameter of self-

收稿日期: 2025-02-10

基金项目: 国家自然科学基金(52378116, 52408190)

作者简介:

董宏英(1966—), 女, 博士, 教授, 主要从事工程抗震方面的研究。E-mail: donghy@bjut.edu.cn。

通信作者:

杨兆源(1995—), 男, 博士, 助理研究员, 主要从事工程抗震方面的研究。E-mail: yangzhaoyuan_cumtb@126.com。

tapping screws is significantly affected by the number of screws. With the decrease of the distance between the screws and the edge of the connecting steel plate, the shear capacity of the connection increases, and the stiffness of the elastoplastic stage decreases. When the screw type and number remain unchanged, arranging screws in one column or two columns in the center has little influence on the shear performance of the connection. A finite element model of the self-tapping screw cluster connection was established, and the numerical simulation was carried out. The results show that with the increase of the number of self-tapping screws on the connecting steel plate, the reduction coefficient of the group screws decreases. It is verified that the dense smaller-diameter self-tapping screw arrangement is more effective in improving the shear performance of the connection for the same total shear capacity of the self-tapping screws. A simplified calculation method for the ultimate shear capacity of self-tapping screw cluster connections was established, which can be used as a reference for engineering design.

Keywords: self-tapping screw cluster connection; shear performance; experimental study; numerical simulation; ultimate shear capacity; group screw reduction coefficient

装配式混凝土夹心剪力墙结构具有保温节能、绿色环保、施工便捷、抗震性能好等优势,近年来在低多层住宅建筑中得到广泛应用^[1]。如图1所示,混凝土夹心剪力墙由单排钢筋网内外叶混凝土薄板、中心聚苯保温板以及连接内外叶钢筋网的拉结筋构成。现阶段混凝土夹心剪力墙结构的装配式建造技术尚不完善,研发受力性能优良、保温效果好、施工效率高的装配式节点连接技术,是工程领域亟待解决的关键问题。

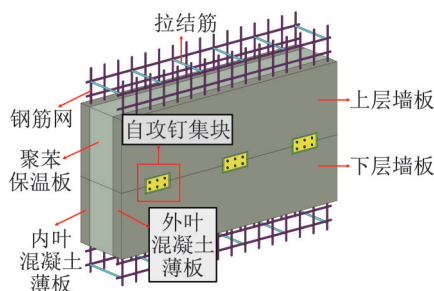


图1 装配式混凝土夹心剪力墙

Fig. 1 Prefabricated concrete sandwich shear wall

目前混凝土夹心剪力墙装配连接技术存在以下瓶颈:(1) 钢筋搭接-后浇混凝土锚固技术不适用于配置内外叶单排钢筋网的聚苯板墙板。传统剪力墙钢筋的间距与直径偏大,采用该技术会增大后浇区域尺寸,造成混凝土浇筑量增加,施工周期延长^[2];(2) 套筒灌浆连接技术同样不适用于该类墙板。内外叶混凝土薄板厚度仅为40~60 mm^[3],板厚有限,无法满足套筒灌浆连接的安装空间要求;(3) 传统剪力墙的钢板螺栓连接技术同样不适用于上述墙板的装配。由于内外叶墙板之间设置聚苯保温板,为规避热桥效应,不允许在保温板上开孔穿设螺栓,因此采用传统钢板螺栓连接时,难以实现内外叶混凝土薄板的分别装配^[4-5]。

课题组曹万林教授提出了一种适用于混凝土夹心剪力墙的新型装配连接技术,即自攻钉集块技术^[6-7]。如图

2所示,自攻钉集块由传力钢板、连接钢板、集块区域钢筋网、集块区域混凝土及自攻钉组成;其中,传力钢板与上下墙板内叶或外叶混凝土薄板的单排钢筋网焊接。自攻钉集块本质属于钢-混凝土组合薄墙板区段,带传力钢板的上、下复合墙板的内外叶单排钢筋网混凝土薄板借助自攻钉与连接钢板实现上、下传力钢板区域的连接,该区块外廓处于混凝土薄板厚度范围内,形成内置钢构件的混凝土薄墙板区段。

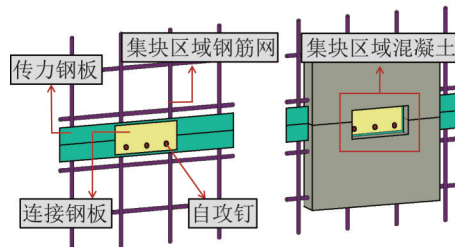


图2 自攻钉集块构造示意图

Fig. 2 Schematic diagram of the construction of self-tapping screw cluster

风荷载与地震作用下,相邻装配式墙体的水平、竖向连接区域会产生剪切变形,装配式节点构造以剪切受力为主。国内外学者已针对轻钢龙骨、轻钢结构^[8]的自攻钉连接节点抗剪性能开展了大量研究。其中,针对轻钢龙骨结构的自攻钉连接抗剪性能的研究多聚焦于厚度为1.8 mm以下的冷弯薄壁型钢。SERRETTE等^[9]通过试验研究了不同厚度和不同强度的冷弯薄壁型钢对自攻钉连接抗剪性能的影响;结果表明:节点的破坏模式以冷弯薄壁型钢局部屈曲和自攻钉倾斜剪切破坏为主;提高冷弯薄壁型钢厚度或屈服强度可减小破坏时自攻钉的倾斜角度,自攻钉强度能够得到更加充分的利用。袁焕鑫等^[10]通过试验和数值模拟,建立了冷弯薄壁型钢单自攻钉连接节点剪切滑移数学模型。LABOUBE等^[11]开展了200组自攻钉连接冷弯薄壁型钢节点剪切性能试验研

究,主要变量包括钢板厚度、自攻钉直径、自攻钉数量及排列方式等,证实多颗自攻钉协同抗剪时存在“群钉折减效应”,且自攻钉数量越多折减系数越小,并给出了钢板承压破坏模式下群钉抗剪承载力的计算方法。李元齐等^[12]通过对149个冷弯薄壁型钢自攻钉连接试件开展抗剪性能试验研究,证实群钉折减效应除了与自攻钉数量相关外,还受自攻钉间距影响。

针对轻型钢结构,自攻钉连接抗剪性能研究对象多为厚度为2~10 mm的轻钢构件节点。周婷等^[13]开展了2~4 mm厚钢板单自攻钉连接的抗剪、抗拔性能试验研究,参照冷弯薄壁型钢设计规范中单钉抗剪、抗拔承载力模型,推导适用于2~4 mm厚钢板连接节点的承载力计算方法。徐海平等^[14]研究了直径为4.8~6.3 mm自攻钉连接2.5~6.0 mm厚钢板试件,分别在单面、双面受剪工况下的破坏模式,给出了自攻钉-钢板连接节点的抗剪承载力计算方法。周明等^[15]完成了16个直径为4.8~6.3 mm自攻钉连接2~3 mm厚钢板试件的抗剪性能试验,分析了自攻钉直径、钢板厚度对连接件抗剪性能的影响。HUYNH等^[16]通过试验与数值模拟研究了1.5~3.0 mm厚钢板自攻钉连接节点的抗剪性能,分析了不同板厚条件下自攻钉扭转效应的变化规律。

由传力钢板、连接钢板与自攻钉组成的自攻钉集块,

其抗剪性能对自攻钉集块连接区域的抗剪能力有显著影响;因此研究该自攻钉集块的剪切破坏机理,是揭示自攻钉集块连接区域抗剪性能的关键。在长度为120 mm的自攻钉集块连接区域中^[6],连接钢板、传力钢板的厚度均为4 mm,常选用4.8 mm、6.3 mm两种自攻钉直径规格,根据设计需求,自攻钉数量通常为2~4个。目前,针对2~10 mm厚钢板自攻钉连接节点的研究主要集中于单个自攻钉连接节点,对于两个及以上自攻钉组成的群钉连接钢构件的相关研究仍然不足。为探究自攻钉集块连接钢构件节点的抗剪性能,揭示自攻钉群连接钢板节点的剪切损伤机理,本文设计并制作了14个自攻钉集块节点剪切试件,开展剪切试验,研究自攻钉数量、自攻钉直径、自攻钉分布位置与布置方式对节点抗剪性能的影响。同时,建立了精细化有限元模型,对17个数值模型开展了参数分析。结合试验与数值模拟结果,提出了自攻钉集块连接节点的抗剪承载力计算公式,并给出了适用于自攻钉集块连接构造特征的群钉折减系数。

1 试验概况

1.1 试件设计

设计并制作了14个自攻钉集块节点剪切试件,试件制作过程与设计图见图3。

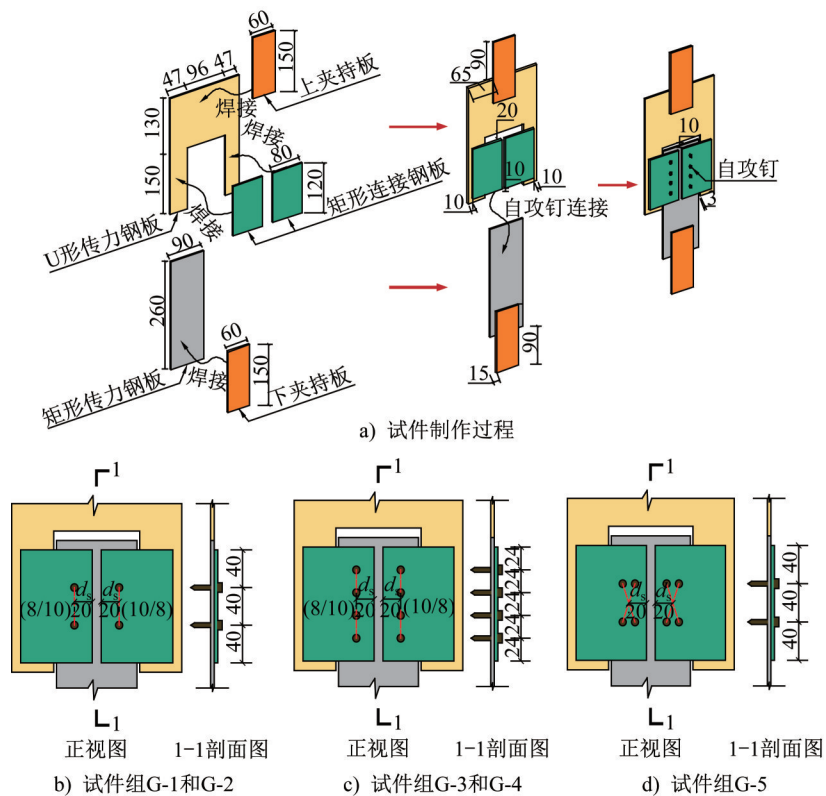


图3 试件制作过程和设计图(单位:mm)

Fig. 3 Production process and design diagram of specimens (unit:mm)

试件由矩形连接钢板、矩形传力钢板、U形传力钢板、夹持板及自攻钉组成。其中,自攻钉集块节点剪切试件的矩形连接钢板与图2中自攻钉集块构造的连接钢板保持一致,用于连接焊接在上、下墙板钢筋网上的传力钢板;矩形传力钢板、U形传力钢板的下部双肢均模拟焊接于墙板钢筋网的传力钢板;夹持板用于传递试验机施加的拉力。低多层建筑墙体高宽比接近1,在风荷载及地震作用下,墙体连接节点承受的拉力或压力远小于剪力;实际工况中上、下传力钢板将墙体剪力传递至自攻钉,使连接钢板产生剪切变形。为提升试验可操作性,本研究采用两块连接钢板对称布置的方案,抵消实际工况中上、下连接钢板之间产生的弯矩。试件制备过程如下:上夹持板焊接于U形传力钢板上部,下夹持板焊接于矩形传力钢板下部;两块连接钢板分别焊接在U形传力钢板的下部双肢内侧;矩形传力钢板通过自攻钉与连接钢板完成自攻连接。

矩形连接钢板、矩形传力钢板、U形传力钢板及夹持板厚度均为4 mm,钢材牌号为Q235;自攻钉选用ST4.8×19和ST6.3×19两种规格,实测最大截面直径分别为4.96 mm、6.48 mm,净截面直径分别为4.85 mm、6.27 mm,螺纹牙距分别为1.6 mm、1.8 mm。由于钢板厚度较大,为减小自攻钉钻入钢板所需扭矩,便于装配,对试件两侧矩形连接钢板做预钻孔处理;预钻孔钻头直径参照文献[14]选取,ST4.8×19配套孔径为4.0 mm,ST6.3×19配套孔径为5.0 mm。自攻钉拧入后,螺杆、螺纹与钢板孔壁仅保留装配形成的微小缝隙。试件参数见表1。试件编号规则以“4.8-2-J1-20”为例说明如下:4.8表示所用自攻钉型号为ST4.8×19,2表示单侧传力钢板上的自攻钉数量 n_s 为2,J1表示自攻钉在传力钢板与连接钢板的重叠区域内布置1列($n_v=1$),20表示自攻钉形心与传力钢板边缘距离($d_s=20$ mm)。在表1中将14个试件分为5组(G-1~G-5),主要研究变量包括自攻钉数量(2个、4个)、自攻钉直径(4.8 mm、6.3 mm)、自攻钉分布位置及其布置方式;其中自攻钉布置方式分为两类:居中单列或双列布置;“细而密”或“粗而疏”布置。

1.2 材料力学性能

钢板实测力学性能见表2^[17]。ST4.8×19和ST6.3×19型自攻钉抗拉强度分别为552.62 MPa、545.35 MPa,抗剪强度分别为347.05 MPa、393.62 MPa。

1.3 试验方案

试验加载装置与变形测量方案如图4所示。拉伸试验机上、下夹头分别夹持上、下夹持板,夹持长度为60 mm,加载速率为0.5 mm·min⁻¹。试验机通过对上、下

表1 试件设计参数

Table 1 Design parameters of specimens

试件组 编号	试件编号	自攻钉 型号	n_s /个	自攻钉分布
G-1	4.8-2-J1-20	ST4.8×19	2	$n_v=1, d_s=20$ mm
	4.8-2-J1-10			$n_v=1, d_s=10$ mm
	4.8-2-J1-8			$n_v=1, d_s=8$ mm
G-2	6.3-2-J1-20	ST6.3×19	2	$n_v=1, d_s=20$ mm
	6.3-2-J1-10			$n_v=1, d_s=10$ mm
	6.3-2-J1-8			$n_v=1, d_s=8$ mm
G-3	4.8-4-J1-20	ST4.8×19	4	$n_v=1, d_s=20$ mm
	4.8-4-J1-10			$n_v=1, d_s=10$ mm
	4.8-4-J1-8			$n_v=1, d_s=8$ mm
G-4	6.3-4-J1-20	ST6.3×19	4	$n_v=1, d_s=20$ mm
	6.3-4-J1-10			$n_v=1, d_s=10$ mm
	6.3-4-J1-8			$n_v=1, d_s=8$ mm
G-5	4.8-4-J2-20	ST6.3×19	4	$n_v=2, d_s=20$ mm
	6.3-4-J2-20			$n_v=2, d_s=20$ mm

表2 钢板力学性能

Table 2 Mechanical properties of steel plate

实测厚度 t /mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E_s /GPa	伸长率 δ /%
3.87	390.33	568.00	201.00	17.63

夹持板施加位移,驱使矩形连接钢板与U形传力钢板相互错动,使连接钢板与传力钢板产生相对剪切滑移,实现节点剪切受力。百分表用于测量试件200 mm标距段内的竖向变形,百分表下端固定于矩形传力钢板底部,上端固定于U形传力钢板顶部;该标距段覆盖传力钢板、连接钢板、自攻钉连接区域,测得变形可代表节点剪切变形。试验机拉力、位移计变形数据的采集频率设置为50 Hz。

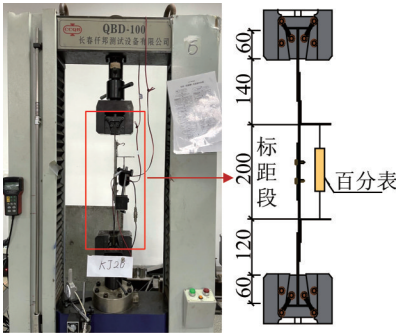


图4 加载装置与测量方案(单位:mm)

Fig. 4 Loading setup and measuring scheme (unit:mm)

2 试验结果与分析

2.1 破坏过程

试件剪切破坏过程按荷载水平可划分为三个阶段:剪切荷载低于极限荷载 F_u 的0.85倍时,试件处于弹性变形阶段,此阶段试件的传力钢板和连接钢板均未出现损伤,自攻钉表现出倾斜转动趋势;当剪切荷载处于 $0.85F_u \sim F_u$ 区间时,试件进入弹塑性变形阶段,U形传力钢板下部双肢发生弯曲变形,连接钢板与矩形传力钢板产生剪切错动,自攻钉出现剪切变形并伴随显著倾斜旋转;当剪切荷载达到极限荷载 F_u 后,自攻钉发生剪切断裂,试件破坏。

各组试件破坏形态存在差异。试件组 G-1 破坏时,连接钢板与矩形传力钢板剪切错动位移较小,U形传力钢板变形不明显,两侧自攻钉达到承载能力极限状态后发生脆性断裂;试件组 G-2、G-3 及试件 4.8-4-J2-20 破坏时,U形传力钢板下部双肢出现轻微弯曲,连接钢板与矩形传力钢板错动位移较大,表现为单侧自攻钉断裂;试件组 G-4 及试件 6.3-4-J2-20 破坏时,U形传力钢板下部双肢弯曲变形显著,连接钢板发生倾斜,单侧自攻钉断裂,自攻钉孔周边连接钢板出现轻微挤压变形。部分代表性试件破坏形态如图5所示。

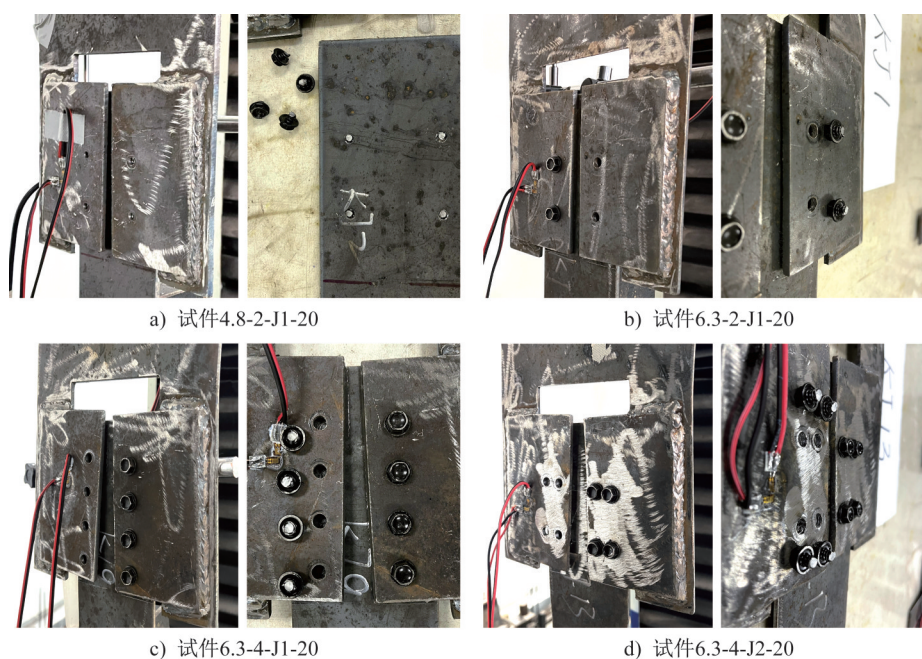


图5 试件破坏形态

Fig. 5 Failure modes of specimens

2.2 荷载-位移曲线

试件荷载-位移($F-\Delta$)曲线如图6所示,曲线可分为三个阶段。阶段Ⅰ为静摩擦阶段:荷载处于 $0 \sim 10$ kN时, $F-\Delta$ 曲线刚度较大,试件剪切滑移量极小,这是由于自攻钉紧固过程中在连接钢板和传力钢板间产生了预紧力,导致钢板接触界面形成摩擦力,该阶段剪切荷载主要由自攻钉连接区域的静摩擦力承担;阶段Ⅱ为弹塑性变形阶段,荷载处于 $10 \text{ kN} \sim 0.85F_u$ 时,钢板接触面静摩擦力逐渐消退,剪切荷载主要由残余滑动摩擦力与自攻钉-钢板的剪切咬合力共同承担,此阶段连接钢板偏转、传力钢板弯曲、构件剪切错动、自攻钉剪切变形共同造成曲线刚度下降。阶段Ⅲ为破坏阶段,荷载处于 $0.85F_u \sim F_u$ 时,钢板塑性变形持续增大,自攻钉剪切损伤不断发展,最终发生断裂。

试件组 G-1、G-2、G-3 与试件 4.8-4-J2-20 的自攻钉抗剪承载力偏低,自攻钉先于钢板发生断裂,试件变形能力有限;试件组 G-4 与试件 6.3-4-J2-20 的自攻钉抗剪承载力较高,钢板产生明显塑性变形,屈服后曲线具备强化段,试件弹塑性变形能力更好。

2.3 承载力

各试件 $F-\Delta$ 曲线特征点统计结果见表3。 F_y 、 Δ_y 分别为屈服荷载、屈服位移, F_u 、 Δ_u 分别为极限荷载、极限位移, μ 为延性系数。 F_y 和 Δ_y 取破坏点前对应 $0.85F_u$ 的荷载与位移。

为合理评估自攻钉分布位置对节点抗剪能力的影响,以试件 4.8-2-J1-20、6.3-2-J1-20、4.8-4-J1-20、6.3-4-J1-20 为基准,分别对试件组 G-1、G-2、G-3、G-4 的极限承

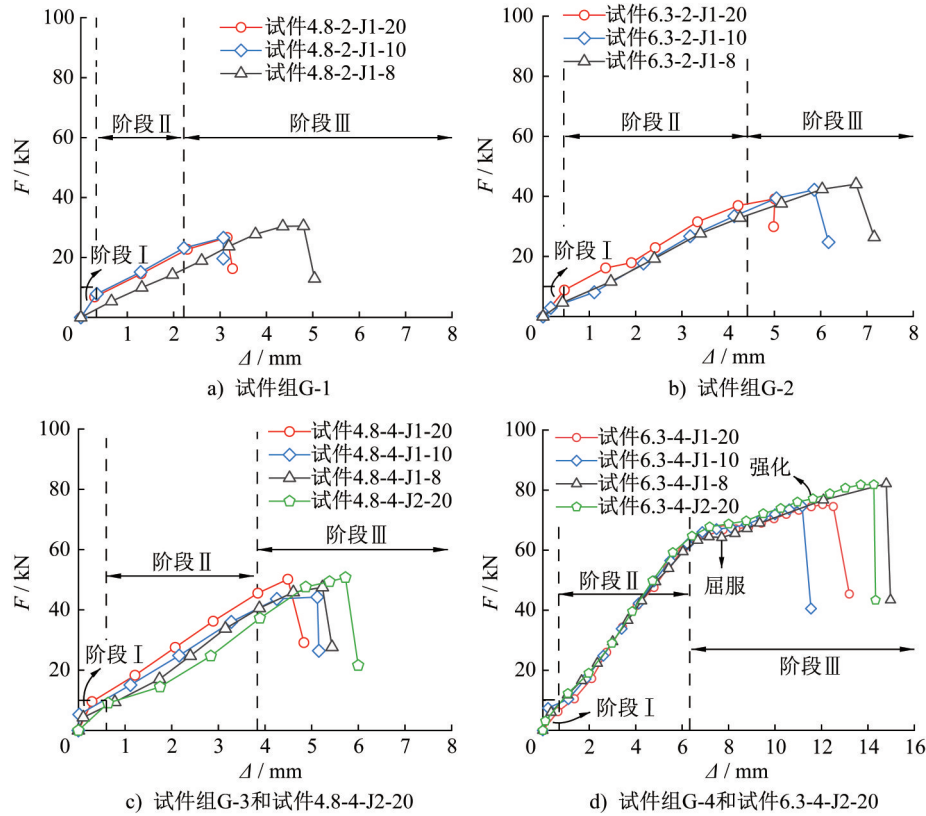


图6 各试件荷载-位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves of specimens

载力做归一化处理得到 F'_u ,并绘制于图7a)中。由图可知,随着自攻钉形心到连接钢板边缘距离 d_s 减小,试件组G-1、G-2、G-4的极限承载力整体呈上升趋势,其机理为:破坏过程中连接钢板向U形传力钢板内侧偏转; d_s 越小,钉群到连接钢板形心的力臂越大,在极限状态下试件抵抗弯矩的能力越大。对比试件4.8-4-J1-20与4.8-4-J2-20、6.3-4-J1-20与6.3-4-J2-20可知,自攻钉单列、双列居中布置,试件的 F_y 、 F_u 差异很小;表明节点以剪切变形为主,该布置方式对抗剪能力影响微弱。

图7b)为相同自攻钉直径、不同自攻钉数量试件的承载力变化规律。当自攻钉数量提高一倍时,ST4.8×19型自攻钉试件的极限承载力提高了56%~88%;ST6.3×19型自攻钉试件的极限承载力提高了77%~92%,说明自攻钉集块节点存在群钉折减效应。

本试验条件下,4个ST4.8×19型自攻钉的总抗剪承载力为25.6 kN,2个ST6.3×19型自攻钉的总抗剪承载力为25.9 kN,二者紧固件总抗剪能力基本一致;4个ST4.8×19型自攻钉试件(试件组G-3)属于“细而密”的布置方式,2个ST6.3×19型自攻钉试件(试件组G-2)属于“粗而疏”的布置方式。由图7c)对比可知,总抗剪承载力相同时,“细而密”方案试件的极限承载力提高了4.9%~28%,更有利于改善节点抗剪性能。

表3 荷载-位移曲线特征点与延性系数

Table 3 Load-displacement curve feature points and ductility coefficients

试件组编号	试件编号	F_y/kN	Δ_y/mm	F_u/kN	Δ_u/mm	μ
G-1	4.8-2-J1-20	22.66	2.29	26.65	3.16	1.38
	4.8-2-J1-10	22.57	2.15	26.56	3.07	1.43
	4.8-2-J1-8	25.93	3.50	30.50	4.80	1.37
G-2	6.3-2-J1-20	33.29	3.62	39.17	5.01	1.38
	6.3-2-J1-10	35.85	4.51	42.18	5.86	1.30
	6.3-2-J1-8	37.45	5.12	44.06	6.77	1.32
G-3	4.8-4-J1-20	42.64	3.55	50.16	4.49	1.27
	4.8-4-J1-10	37.63	3.48	44.27	5.12	1.47
	4.8-4-J1-8	40.38	3.86	47.51	5.23	1.36
G-4	6.3-4-J1-20	63.91	6.72	75.19	12.05	1.80
	6.3-4-J1-10	63.38	6.46	74.56	11.17	1.73
	6.3-4-J1-8	63.28	6.67	82.12	14.79	2.22
G-5	4.8-4-J2-20	43.12	4.45	50.73	5.72	1.29
	6.3-4-J2-20	64.68	6.42	81.79	14.26	2.22

2.4 刚度退化

自攻钉集块节点剪切试件的剪切割线刚度 K 是各加

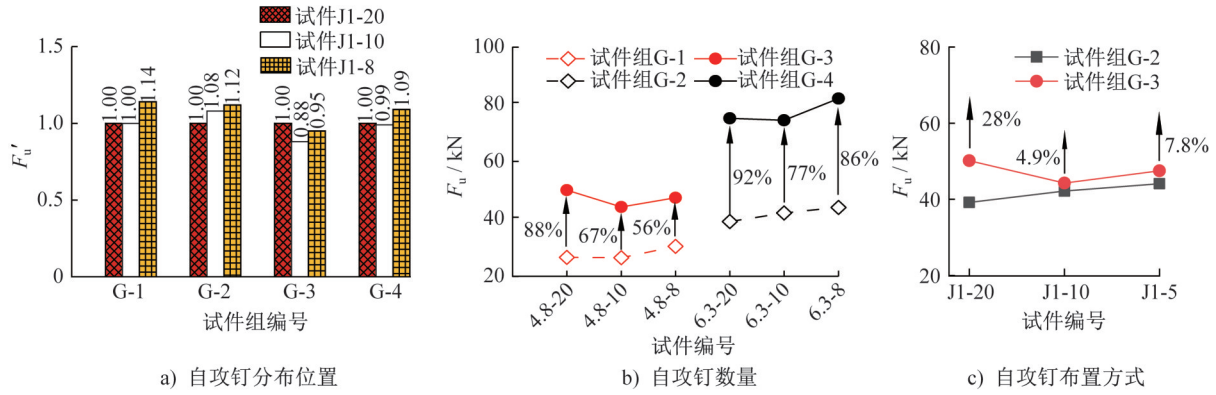


图7 不同变量对试件承载力的影响

Fig. 7 The influence of different variables on the bearing capacity of specimens

载级剪切荷载与剪切位移的比值。图8为各试件的刚度退化曲线,试件刚度退化曲线可分为陡降、平稳退化、缓降三个阶段。增加自攻钉数量能够明显提高试件的初始刚度,同时陡降阶段刚度退化速率增大。随着 d_s 的减小,平稳退化阶段与缓降阶段的刚度有所降低,原因是 d_s 减小会增大连接钢板的弯矩力臂,同等剪切荷载下U形传力钢

板、连接钢板的弯曲、旋转变形更大。对比试件4.8-4-J1-20和4.8-4-J2-20以及试件6.3-4-J1-20和6.3-4-J2-20,自攻钉单列、双列居中布置试件的刚度退化规律基本相同。对比试件组G-2和G-3的刚度退化曲线可知,采用“细而密”布置的试件(G-3组),初始刚度更高,平稳退化、缓降阶段的刚度也优于“粗而疏”布置试件组G-2的相应值。

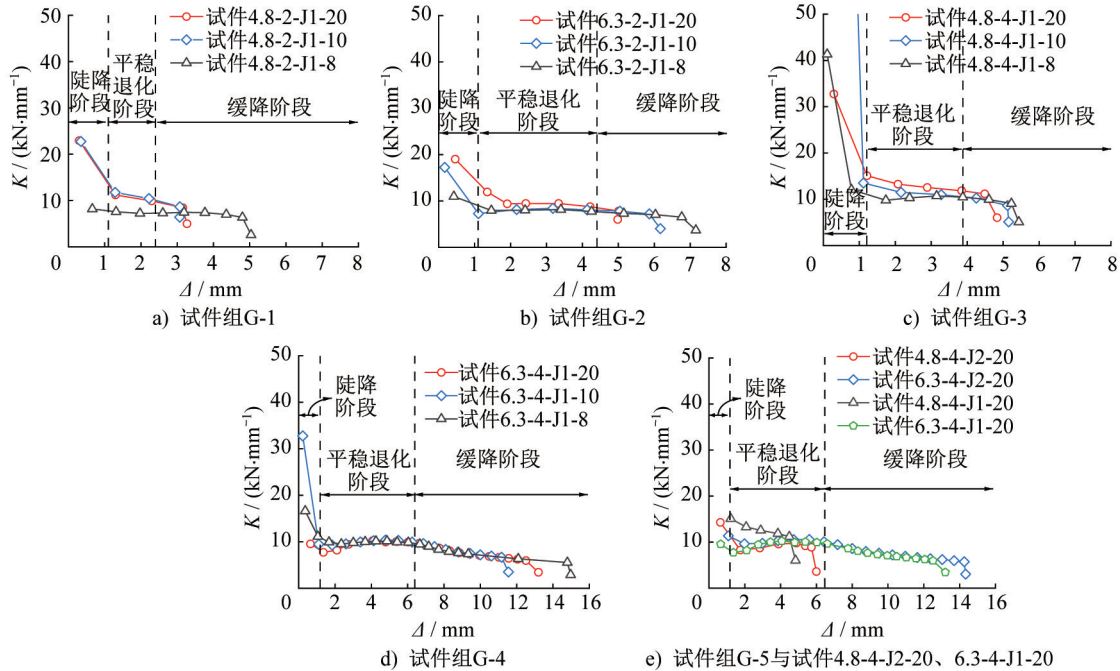


图8 各试件刚度退化曲线

Fig. 8 Stiffness degradation curves of specimens

2.5 变形能力

采用延性系数 μ ($\mu = \Delta_d / \Delta_y$)表征试件的变形能力。各试件延性系数见表3,将各试件的延性系数绘制为柱状图,如图9a)所示。随着自攻钉数量和直径的增加,试件的延性系数 μ 呈增大趋势;原因在于随着自攻钉数量和直径的增加,自攻钉的破坏荷载提高,钢板剪切滑移与塑性变形增大,节点变形能力得到改善。自攻钉数量、直径

不变时,随着 d_s 减小,试件的延性系数 μ 无显著变化,说明自攻钉数量、直径是控制变形能力的主导因素。

如图9b)所示,自攻钉数量的增加显著提高了ST6.3×19型自攻钉试件的变形能力,但对ST4.8×19型自攻钉试件的提升幅度有限。如图9c)所示,自攻钉总抗剪承载力相同时,“细而密”(试件组G-3)与“粗而疏”(试件组G-2)布置的试件变形能力水平接近。

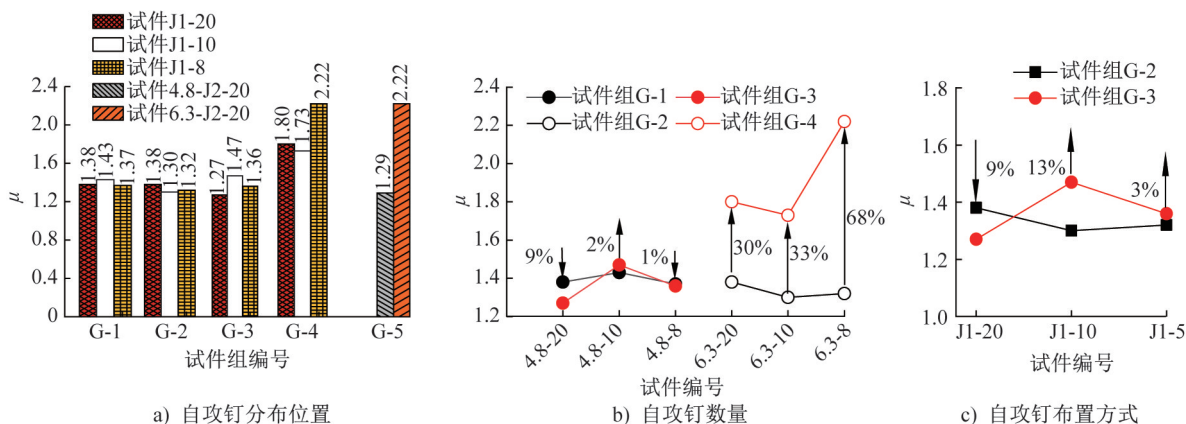


图9 不同变量对试件变形能力的影响

Fig. 9 The influence of different variables on the deformation ability of specimens

3 有限元分析

由试验结果可知,自攻钉数量、直径及“细而密”和“粗而疏”布置方式对自攻钉集块节点剪切性能影响显著。为进一步揭示上述参数的作用机理,采用ABAQUS有限元软件对14个自攻钉集块节点剪切试件建立有限元模型,针对上述参数开展系统性参数分析。

3.1 有限元模型

钢板和自攻钉均采用C3D8R实体单元模拟。如图10a)所示,钢板采用低碳软钢四阶段应力-应变本构模型^[18]。如图10b)所示,自攻钉采用理想弹塑性应力-应变本构模型,并定义金属柔性损伤准则模拟自攻钉断裂行为^[19]。图中, f_y 为屈服强度, f_u 为极限强度, ϵ_y 为屈服应变, ϵ_p 为强化应变, ϵ_u 为极限应变, E_s 为弹性模量, E_p 为强化段模量。

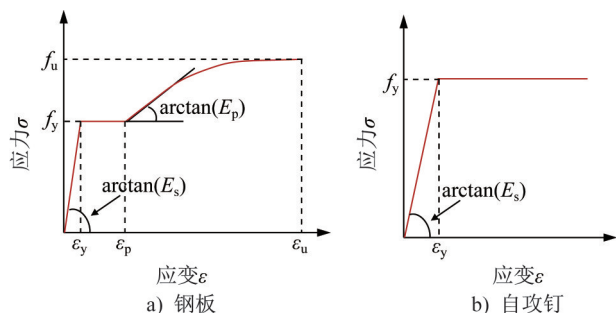


图10 应力-应变本构模型

Fig. 10 Stress-strain constitutive model

所建立的有限元模型如图11所示。自攻钉螺帽与钢板、钢板与钢板之间均采用面面接触,切向设置罚函数,摩擦系数取0.3^[20],法向设置硬接触。为简化建模、提高计算效率,不精细建立螺纹几何;螺杆与钢板孔壁切向罚摩擦系数取0.8,用来等效模拟钢板与自攻钉之间的机械咬合力;考虑装配后螺杆与孔壁的微小缝隙,法向采用过盈接触。

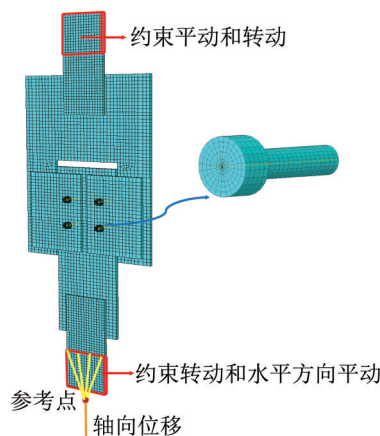


图11 有限元模型

Fig. 11 Finite element model

钢板间的焊缝采用Tie绑定约束模拟。上夹持板设置为固定约束,即约束其平动和转动;下夹持板底部中心建立参考点并耦合,对参考点施加轴向位移,实现对自攻钉集块节点模型的剪切加载。钢板网格尺寸取5 mm,自攻钉网格尺寸取1 mm。为避免接触带来的收敛困难,本研究选用显式动力学方法对数值模型进行求解^[21],开启几何非线性;设置时间缩放系数为1,采用目标时间增量方式做质量缩放,质量缩放频次参数为1,目标时间增量设为 1×10^{-5} 。

3.2 模型验证

建立了14个自攻钉集块节点剪切试件的有限元模型开展数值模拟。典型模型极限状态下的破坏形态和应力分布云图见图12。对比图12和图5可知,数值模拟得到的连接钢板偏转、U形传力钢板弯曲、自攻钉剪切断裂位置均与试验现象吻合。图13对比了典型试件 $F-\Delta$ 曲线的试验结果与数值模拟结果,弹性阶段试验实测初始刚度略高于数值模拟得到的初始刚度;弹塑性阶段数值模拟曲线与试验曲线吻合较好。

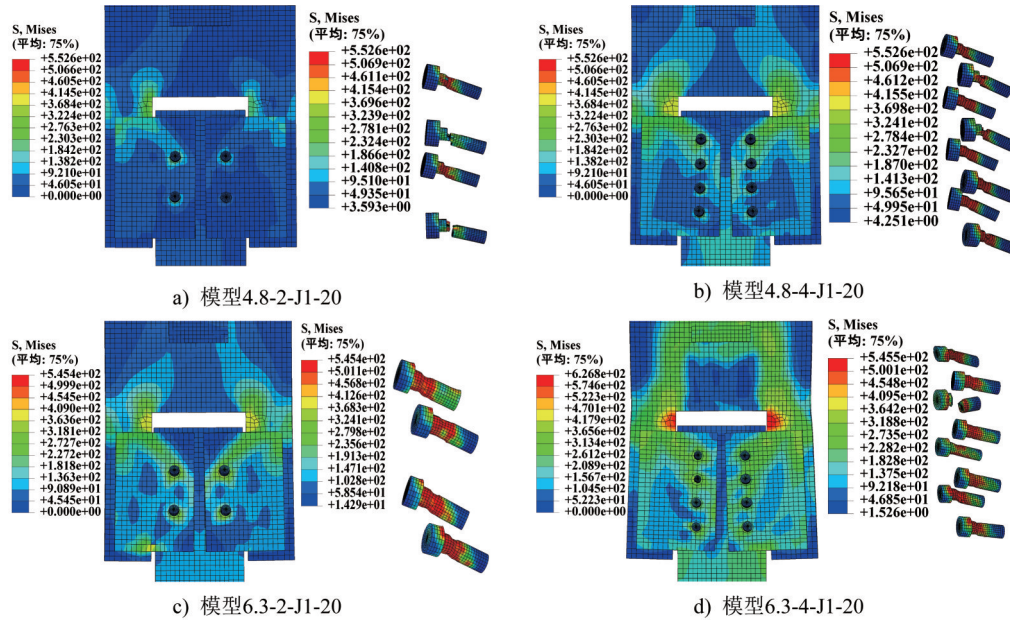
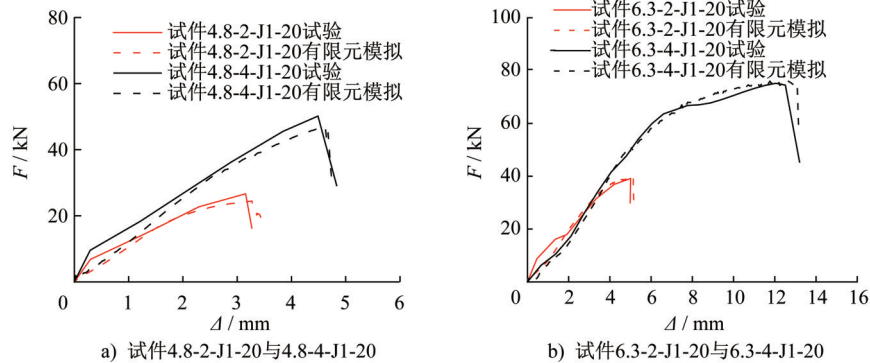


图12 典型模型数值模拟应力云图(单位:MPa)

Fig. 12 Numerical simulation stress contours of typical models (unit:MPa)

图13 典型试件 $F-\Delta$ 曲线试验结果与数值模拟结果对比Fig. 13 Comparison of typical specimen $F-\Delta$ curves between test results and numerical simulation results

以模型6.3-2-J1-20为例,另外建立考虑螺纹的有限元模型做对照(图14),该模型除将钢板孔壁与自攻钉螺杆、螺纹间的切向罚函数摩擦系数取为0.3,以及为考虑螺纹处的精细化建模,将传力钢板、连接钢板的网格尺

寸改为1 mm外,其余设置均与图11的有限元模型一致;对比两种模型的应力云图、 $F-\Delta$ 曲线见图15。由图15可知,两种有限元模型所得数值模拟结果极为接近,说明对螺纹做简化处理具备可行性。综合对比可知,有限元模型的接触、边界设置可以反映试件真实受力状态,模拟结果可靠。

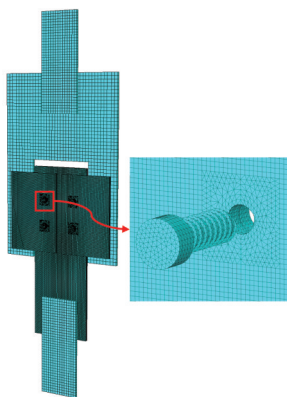


图14 带螺纹有限元模型

Fig. 14 Finite element model with threads

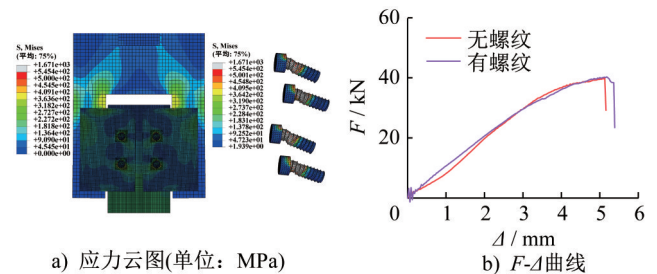


图15 模型6.3-2-J1-20有无螺纹数值模拟结果

Fig. 15 Numerical simulation results of model 6.3-2-J1-20 with and without threads

3.3 参数分析

为分析自攻钉数量和直径对自攻钉集块节点抗剪性能的影响,建立了G-1^{FEM}和G-2^{FEM}两组共11个有限元模型;为分析“细而密”、“粗而疏”自攻钉布置方式对自攻钉集块节点抗剪性能的影响,建立了G-3^{FEM}和G-4^{FEM}两组共6个有限元模型。模型的设计参数见表4,所建立的数值模型除自攻钉设计参数不同外,矩形传力钢板、U形传力钢板以及连接钢板的设计参数均与试验一致。

表4 数值模型设计参数
Table 4 Design parameters of numerical models

模型分组	模型编号	自攻钉型号	n_s /个	自攻钉分布
G-1 ^{FEM}	4.8-1-J1-20	ST4.8×19	1	$n_v=1$, $d_s=20$ mm
	4.8-2-J1-20		2	
	4.8-3-J1-20		3	
	4.8-4-J1-20		4	
	4.8-5-J1-20		5	
	4.8-6-J1-20		6	
G-2 ^{FEM}	6.3-1-J1-20	ST6.3×19	1	
	6.3-2-J1-20		2	
	6.3-3-J1-20		3	
	6.3-4-J1-20		4	
	6.3-5-J1-20		5	
G-3 ^{FEM}	5.1-3-J1-20	ST5.1×19	3	
	4.5-4-J1-20	ST4.5×19	4	
	4.0-5-J1-20	ST4.0×19	5	
G-4 ^{FEM}	5.5-4-J1-20	ST5.5×19	4	
	4.9-5-J1-20	ST4.9×19	5	
	4.5-6-J1-20	ST4.5×19	6	

3.3.1 自攻钉直径与数量

在G-1^{FEM}组模型(模型4.8-1-J1-20~4.8-6-J1-20)的单侧连接钢板上分别布置1~6个ST4.8×19型自攻钉;在G-2^{FEM}组模型(6.3-1-J1-20~6.3-5-J1-20)的单侧连接钢板上分别布置1~5个ST6.3×19型自攻钉。自攻钉在传力钢板上均匀分布。图16展示了G-1^{FEM}和G-2^{FEM}两组有限元模型的数值模拟 $F-\Delta$ 曲线。结果表明,随着自攻钉数量的增加,G-1^{FEM}和G-2^{FEM}两组有限元模型的 $F-\Delta$ 曲线初始刚度、极限承载力及变形能力均得到提升;ST6.3×19型自攻钉对应的有限元模型抗剪性能提升幅度更大。

引入群钉折减系数 $P^{[12]}$,其计算公式如下:

$$P = F_u / (n_s F_{sd}) \quad (1)$$

式中: P 为群钉折减系数; F_u 为自攻钉集块节点极限荷载; n_s 为单侧连接钢板上自攻钉数量; F_{sd} 为单侧传力钢板上存在1个自攻钉时模型的极限荷载。

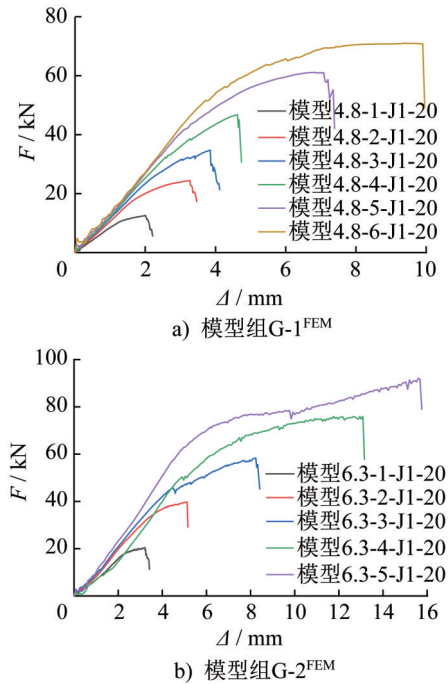


图16 模型组G-1^{FEM}和G-2^{FEM} $F-\Delta$ 曲线数值模拟结果
Fig. 16 Numerical simulation results of $F-\Delta$ curves for model group G-1^{FEM} and G-2^{FEM}

图17给出了G-1^{FEM}和G-2^{FEM}两组有限元模型的群钉折减系数-自攻钉数量($P-n_s$)关系曲线。当自攻钉间距大于3倍自攻钉直径时,采用ST4.8×19型自攻钉的G-1^{FEM}组模型,其群钉折减系数 P 处于0.92~0.97区间;采用ST6.3×19型自攻钉的G-2^{FEM}组模型,其群钉折减系数 P 随自攻钉数量的增加逐步降低,处于0.90~0.97区间。为提高自攻钉集块节点的可靠性与安全性,建议在计算自攻钉集块节点的抗剪承载力时,群钉折减系数 P 取0.9。

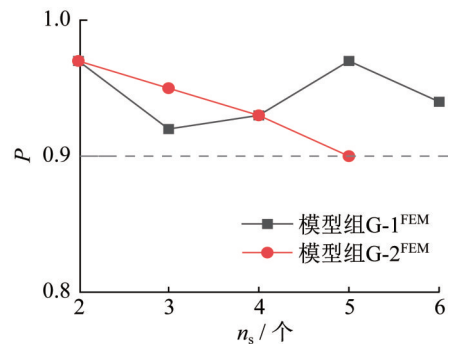


图17 模型组G-1^{FEM}和G-2^{FEM} $P-n_s$ 关系曲线
Fig. 17 $P-n_s$ relationship curves of model group G-1^{FEM} and G-2^{FEM}

3.3.2 自攻钉布置方式

以模型 6.3-2-J1-20 和 6.3-3-J1-20 为基础,保持自攻钉总抗剪面积及材料强度不变,调整自攻钉直径,分别建立了 G-3^{FEM} 和 G-4^{FEM} 两组共 6 个有限元模型,以研究自攻钉总抗剪承载力相同时,“细而密”和“粗而疏”布置方式对自攻钉集块节点抗剪能力的影响。

如图 18 所示,把 2 个 ST6.3 自攻钉的总抗剪面积等效替换为 3 个 ST5.1、4 个 ST4.5、5 个 ST4.0 自攻钉,节点抗

剪承载力分别提高了 7.25%、12.61%、18.92%,破坏位移分别下降了 7.02%、15.20%、16.96%。把 3 个 ST6.3 自攻钉的总抗剪面积等效替换为 4 个 ST5.5、5 个 ST4.9、6 个 ST4.5 自攻钉,抗剪承载力分别提高了 5.28%、8.67%、10.74%,破坏位移分别下降了 2.67%、10.33%、10.32%。由此可见,总抗剪承载力不变的前提下,减小单个自攻钉直径,增加自攻钉数量,能够提高节点抗剪承载力与抗剪刚度,但会一定程度降低剪切变形能力。

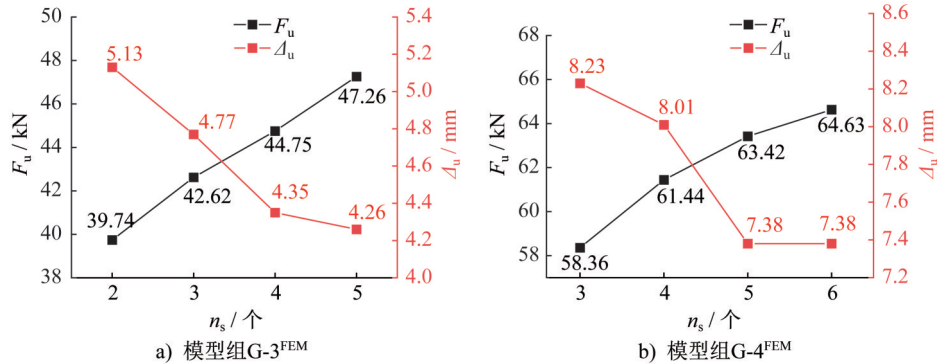


图 18 模型组 G-3^{FEM} 和 G-4^{FEM} 抗剪承载力与破坏位移对比

Fig. 18 Comparison of shear capacity and failure displacement between model group G-3^{FEM} and G-4^{FEM}

为探究“细而密”的自攻钉布置方式提升自攻钉集块连接节点抗剪性能的内在机理,图 19、20 分别给出以 6.3-2-J1-20 为基础的模型组 G-3^{FEM} 模以及以 6.3-3-J1-20 为基础的模型组 G-4^{FEM} 中,各模型破坏时矩形连接钢板、矩形传力钢板及自攻钉的应力应变云图。由图 19 和 20 可知,总抗剪承载力一定时,“细而密”布置方式下自攻钉螺杆与钢

板孔壁的接触面积更大,对钢板孔壁的挤压应力更小,钢板孔壁产生的变形更小;剪断小直径自攻钉所需要的钢板错动量小于剪断大直径自攻钉所需要的钢板错动量,故“细而密”模型的破坏位移小于“粗而疏”模型的破坏位移。

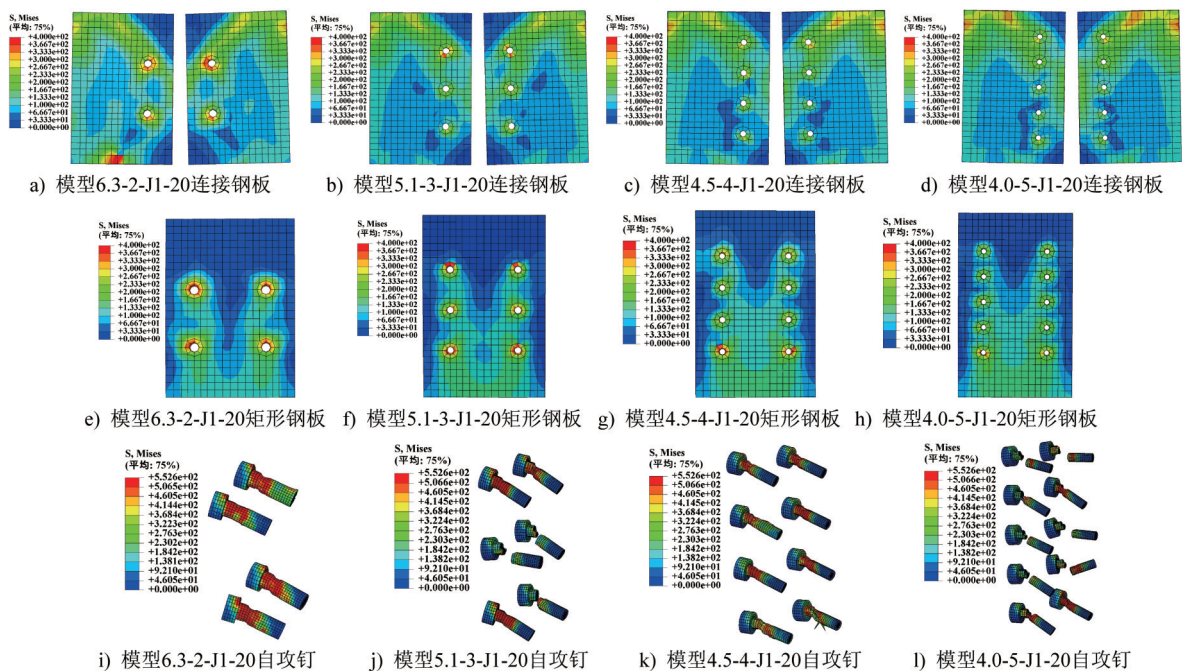


图 19 模型 6.3-2-J1-20 和模型组 G-3^{FEM} 应力云图 (单位: MPa)

Fig. 19 The stress contours of model 6.3-2-J1-20 and model group G-3^{FEM} (unit: MPa)

多钉协同受力条件下,各个自攻钉承担的剪力分布更加均匀,协同工作性能更好,节点整体承载力、刚度得到提升;有限元分析结果也观察到“细而密”组模型发生

断裂的自攻钉数量多于“粗而疏”组模型发生断裂的自攻钉数量,进一步印证该机理(图19i)~l)、图20i)~l))。

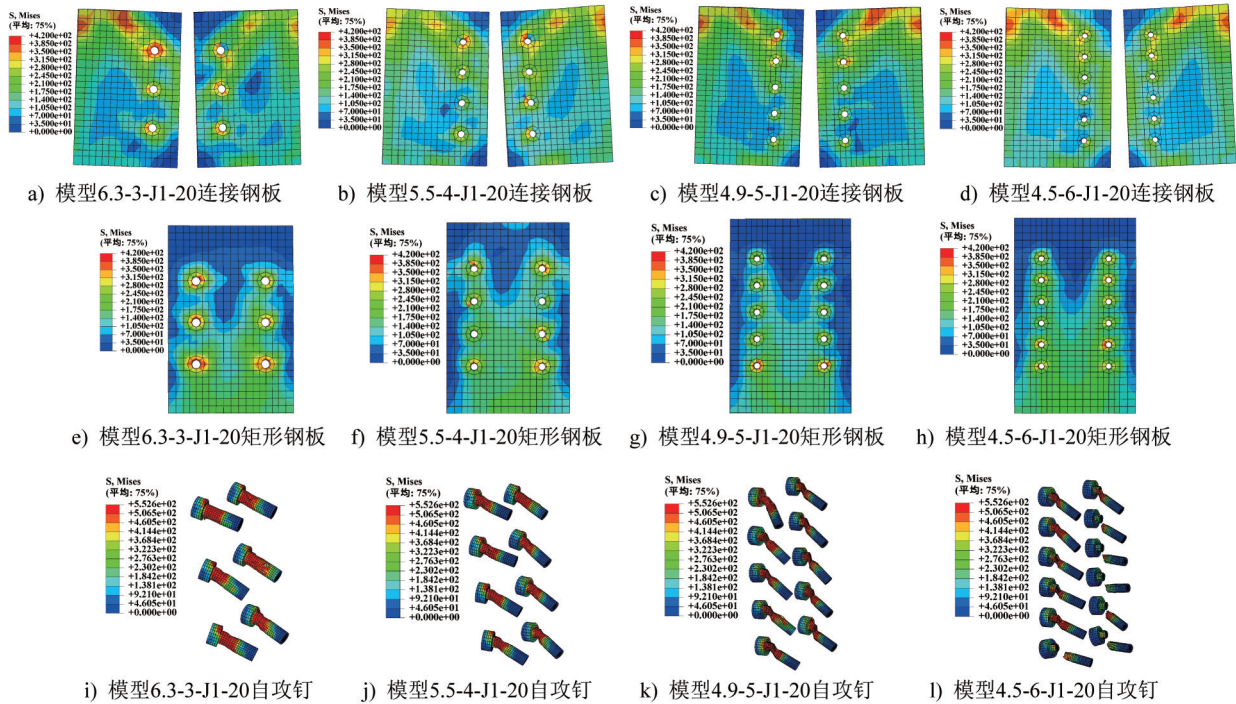


图20 模型6.3-3-J1-20和模型组G-4^{FEM}应力云图(单位:MPa)

Fig. 20 The stress contours of model 6.3-3-J1-20 and model group G-4^{FEM}(unit: MPa)

4 承载力计算

试验与数值模拟结果表明,受连接钢板转动及传力钢板弯曲变形的共同影响,自攻钉处于复杂的受力状态。为此,本文引入自攻钉抗剪承载力变形折减系数 η ,并考虑群钉折减系数 P ,建立的自攻钉集块节点试件的抗剪承载力计算公式如下:

$$F_c = 2\eta P n_s F_v \quad (2)$$

式中: η 为自攻钉抗剪承载力变形折减系数, η 取0.8; P 为群钉折减系数, P 取0.9; F_c 为自攻钉集块节点抗剪承载力; n_s 为单侧传力钢板上的自攻钉数量; F_v 为单侧自攻钉抗剪承载力。

单个自攻钉抗剪承载力 F_v ^[15]计算方法如下:

$$F_v = (0.7\pi d^2 \gamma f_s) / 4 \quad (3)$$

式中: F_v 为单个自攻钉抗剪承载力; d 为自攻钉公称直径; f_s 为自攻钉抗拉强度; γ 为自攻钉抗拉强度与屈服强度的比值, γ 取1.25。

图21对比了自攻钉集块节点抗剪极限承载力的计算结果与试验和数值模拟结果对比。可以看出,计算值与试验和数值模拟结果平均误差为6.25%,整体吻合良好,表明所提出自攻钉集块节点抗剪承载力计算方法准

确可靠,可为此类节点的工程设计提供参考依据。

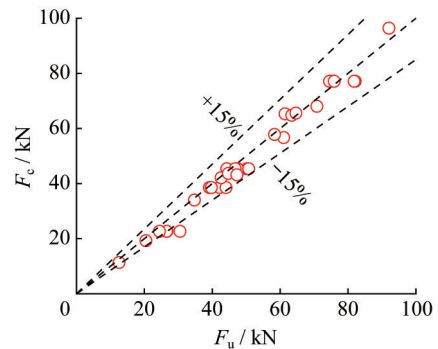


图21 计算结果与试验和数值模拟结果对比

Fig. 21 Comparison of calculation results with test and numerical simulation results

5 结论

(1) 自攻钉集块节点剪切试件的主要破坏模式为自攻钉断裂。随着自攻钉数量与直径的增大,U形传力钢板下部双肢弯曲变形、连接钢板倾斜角度均有所增大,发生断裂的自攻钉数量随之减少;减小自攻钉形心至连接钢板的边缘距离,会进一步增大连接钢板倾斜角。此外,

自攻钉布置方式对该类节点的破坏模式影响较小。

(2) 在自攻钉型号相同的前提下,将试件总抗剪面积提升一倍后,节点极限承载力可提升56%~92%。对于ST6.3×19型自攻钉试件,当自攻钉总抗剪面积提高一倍时,可使节点变形能力提升30%~68%;而ST4.8×19型自攻钉试件的总抗剪面积变化时,对节点变形性能的影响并不显著。同时,减小自攻钉形心至连接钢板的分布距离,可有效提升试件的抗剪极限承载力。

(3) 保持自攻钉直径不变时,随着自攻钉数量增加,自攻钉集块节点的群钉折减效应更加显著;在节点总抗剪面积恒定的条件下,相较于“粗而疏”的布置形式,采用“细而密”布置方式的自攻钉节点抗剪性能提升效果更为明显。

(4) 基于试验与数值模拟结果,结合自攻钉集块节点的受力机理与构造特点,本文提出适用于该类节点的抗剪承载力简化计算方法。该方法计算结果与试验、数值模拟结果的平均误差为6.25%,计算精度良好,可为该类节点的工程设计与应用提供理论参考。

参考文献:

- [1] 曹万林,张勇波,董宏英,等.村镇建筑抗震节能结构体系研究与应用[J].工程力学,2015,32(12):1-12.DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2014.05.ST01.
CAO Wanlin, ZHANG Yongbo, DONG Hongying, et al. Research and application on aseismic energy-saving structural system for rural buildings [J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(12): 1-12. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2014.05. ST01. (in Chinese)
- [2] 刘继良,王宝民,罗玉萍,等.不同接缝构造的装配整体式剪力墙受力性能试验研究[J].建筑结构,2021,51(9):15-22. DOI:10.19701/j.jzjg.2021.09.003.
LIU Jiliang, WANG Baomin, LUO Yuping, et al. Experimental study on mechanical behavior of assembled monolithic shear walls with different joints [J]. Building Structure, 2021, 51(9): 15-22. DOI: 10.19701/j.jzjg.2021.09.003. (in Chinese)
- [3] 钱稼茹,彭媛媛,张景明,等.竖向钢筋套筒浆锚连接的预制剪力墙抗震性能试验[J].建筑结构,2011,41(2):1-6. DOI: 10.19701/j.jzjg.2011.02.001.
QIAN Jiaru, PENG Yuanyuan, ZHANG Jingming, et al. Tests on seismic behavior of pre-cast shear walls with vertical reinforcements spliced by grout sleeves [J]. Building Structure, 2011, 41(2): 1-6. DOI: 10.19701/j.jzjg.2011.02.001. (in Chinese)
- [4] 陈晓锋,钱云飞,汪少波,等.装配式钢筋混凝土墙板结构形式及连接方式研究[J].工程与建设,2023,37(5):1526-1528. DOI:10.3969/j.issn.1673-5781.2023.05.045.
CHEN Xiaofeng, QIAN Yunfei, WANG Shaobo, et al. Study on structural form and connection mode of assembled reinforced concrete wallboard [J]. Engineering and Construction, 2023, 37(5): 1526-1528. DOI: 10.3969/j.issn.1673-5781.2023.05.045. (in Chinese)
- [5] 费小爽.预制混凝土夹心保温墙板连接件浅述[J].建筑与预算,2022(3):31-33. DOI: 10.13993/j.cnki.jzyys.2022.03.011.
FEI Xiaoshuang. Brief introduction of precast concrete sandwich insulation wallboard connector [J]. Construction and Budget, 2022(3): 31-33. DOI: 10.13993/j.cnki.jzyys.2022.03.011. (in Chinese)
- [6] 曹万林,谢晖,杨兆源,等.自攻钉集块连接混凝土复合剪力墙抗震性能试验[J].结构工程师,2024,40(2):136-147. DOI:10.3969/j.issn.1005-0159.2024.02.015.
CAO Wanlin, XIE Hui, YANG Zhaoyuan, et al. Experimental study on seismic performance of concrete composite shear wall with self-tapping nail connection [J]. Structural Engineers, 2024, 40(2): 136-147. DOI: 10.3969/j.issn.1005-0159.2024.02.015. (in Chinese)
- [7] 曹万林,郝煜,杨兆源,等.自攻钉集块连接T形边框混凝土肋格复合墙板抗震性能试验[J].结构工程师,2024,40(2):126-135. DOI:10.3969/j.issn.1005-0159.2024.02.014.
CAO Wanlin, HAO Yu, YANG Zhaoyuan, et al. Experimental study on seismic behavior of T-shaped column concrete ribbed wall with self-tapping nails connection [J]. Structural Engineers, 2024, 40(2): 126-135. DOI: 10.3969/j.issn.1005-0159.2024.02.014. (in Chinese)
- [8] 曹万林,杨兆源,周绪红,等.装配式轻钢组合结构研究现状与发展[J].建筑钢结构进展,2021,23(12):1-15. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.12.001.
CAO Wanlin, YANG Zhaoyuan, ZHOU Xuhong, et al. Research and development on prefabricated lightweight steel composite structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2021, 23(12): 1-15. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.12.001. (in Chinese)
- [9] SERRETTE R, PEYTON D. Strength of screw connections in cold-formed steel construction [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(8): 951-958. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:8(951).
- [10] 袁焕鑫,蔡康毅,吴杨威,等.薄钢板自攻螺钉连接受剪性能与力学模型研究[J].工程力学,2021,38(9):64-74. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.08.0595.
YUAN Huanxin, CAI Kangyi, WU Yangwei, et al. Shear behavior and mechanical model for self-drilling screw connections between thin steel sheets [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(9): 64-74. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2020.08.0595. (in Chinese)
- [11] LABOUBE R A, SOKOL M A. Behavior of screw connections in residential construction [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(1): 115-118. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:1(115).