引用格式：陈志华，赵旭鹏，周婷，等．轻钢龙骨-纤维水泥压力板抗弯性能研究[J]．工业建筑，2026，56(1)：41-54．CHEN Zhihua，ZHAO Xupeng，ZHOU Ting，et al. Research on the Flexural Performance of Light-Gauge Steel Keel-Fiber Cement Pressure Plates[J]. Industrial Construction，2026，56(1)：41-54 (in Chinese)．DOI：10.3724/j.gyjzG25031005

轻钢龙骨-纤维水泥压力板抗弯性能研究*

陈志华[1,2]　赵旭鹏[1]　周　婷[2]　谢宇航[2]　肖　潇[2]

（1. 天津城建大学土木工程学院，天津　300384；2. 天津大学建筑工程学院，天津　300072）

摘　要　轻钢龙骨-纤维水泥压力板是一种由轻钢龙骨和纤维水泥压力板使用自攻螺钉连接的新型装配式组合楼板构件。相较于传统混凝土现浇楼板具有自重轻、成本低和施工效率高等优点，目前，有关此类楼面板的破坏顺序与破坏特征以及刚度退化等特征的研究尚不深入全面，制约了轻钢龙骨-纤维水泥压力板在村镇钢结构住宅中的推广与应用。为此设计了5组装配式轻钢龙骨-纤维水泥压力板构件，开展了轻钢龙骨-纤维水泥压力板四点抗弯试验研究和有限元建模分析研究，对不同结构构造形式压力板的抗弯性能进行评估并提出设计建议。结果表明，适当减小龙骨间距、增大龙骨截面高度、减小螺钉间距均可有效提高组合楼板屈服荷载与设计承载力。

关键词　纤维水泥压力板；装配式建筑；四点抗弯试验；破坏特征

Research on the Flexural Performance of Light-Gauge Steel Keel-Fiber Cement Pressure Plates

CHEN Zhihua[1,2]　ZHAO Xupeng[1]　ZHOU Ting[2]　XIE Yuhang[2]　XIAO Xiao[2]

(1. *School of Civil Engineering*, *Tianjin Chengjian University*, *Tianjin* 300384, *China*; 2. *School of Civil Engineering*, *Tianjin University*, *Tianjin* 300072, *China*)

Abstract: The light-gauge steel keel-fiber cement pressure plate is a new type of prefabricated composite floor member formed by connecting a light-gauge steel keel to a fiber cement pressure plate with self-tapping screws. Compared with traditional concrete cast-in-place floors, it has the advantages of light weight, low cost, and high construction efficiency. However, research on the failure sequence, failure characteristics, and stiffness degradation of such building panels is not thorough and comprehensive, which restricts their promotion and application in steel structure houses in villages and towns. To this end, five groups of prefabricated light-gauge steel keel-fiber cement pressure plates were designed. The four-point flexural tests and finite element modeling analyses were carried out on them. The flexural performance of pressure plates with different structural forms was evaluated, and design suggestions were put forward. The results indicated that appropriately reducing the spacing between keels, increasing the section height of keels, and decreasing the spacing between screws could effectively enhance the yield load and design bearing capacity of composite slabs

Keywords: fiber cement pressure plate; prefabricated building; four-point flexural test; failure characteristics

* 国家自然科学基金(52408204)；天津自然科学基金青年项目(23JCQNJC00410)。

第一作者：陈志华，博士，教授，主要从事钢结构、组合结构、装配式建筑等方面的研究。

通信作者：周婷，博士，副教授，主要从事组合结构、装配式建筑等方面的研究，zhouting1126@126.com。

收稿日期：2025-03-10

© 2026 工业建筑

1 概 述

目前我国村镇住宅楼板多采用混凝土现浇楼板,但此类板材具有自重大、抗弯性能差的特性且施工周期漫长,对施工人员技术也有一定要求,并不适合作为装配式村镇住宅楼板。近年来随着装配式结构体系日趋完善,冷弯薄壁型钢组合楼板备受青睐,许多学者结合试验测试和数值模拟对冷弯薄壁型钢与轻型板材组合成的楼板以及钢-混凝土组合楼板抗弯性能进行了研究[1-11]。但已有研究缺乏针对适用于村镇低层住宅的结构形式简单、成本低、施工周期短的组合楼板的研究。而组合楼板具备简易施工、工厂预制、成本低廉的优点,符合村镇装配式钢结构住宅的建造理念。

天津大学钢结构研究所以农村低层钢结构住宅结构为对象,结合我国现有预制结构生产状况,设计了以小截面方钢管作为龙骨,通过自攻螺钉连接温石棉纤维水泥平板而成的轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板,这种轻钢龙骨-纤维水泥压力板,具有轻质、高强度、耐久性强等特点,是一种合理且具有发展潜力的材料。通过分析龙骨间距、自攻螺钉间距、板配筋和板跨度对楼面板抗弯性能的影响,对纤维水泥压力板进行了抗弯试验研究,得到水泥板的抗弯力学性能,提出了纤维水泥压力板的计算公式。结合试验过程和试验结果,研究不同模式下纤维水泥压力板破坏过程、破坏机理等特征,对比分析结构抗弯承载力性能,为推广此类组合楼板在实际工程中的应用提供了理论依据。

2 试验概况

2.1 试验仪器

使用结构实验室反力架和10 t千斤顶完成试验,并采用两集中力三分点方式进行加载。组合楼板两侧采用铰支支撑,组合板三等分点处放置铰支座两个,其上放置一根分配梁,分配梁和反力架上放置千斤顶和力传感器,为组合楼板施加静力荷载。试验装置如图1所示。千斤顶轴向压力通过提前标定的油泵控制,并通过力传感器对施加荷载进行实时跟踪检测,将配重块均匀堆载在楼板机构的面板上部。

2.2 试件概况

轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板由纤维水泥压力板、矩形钢管组合轻钢龙骨组成,组合楼板构造形式为在小截面方钢管做成的轻钢龙骨上侧铺一层纤维水泥板并使用自攻螺钉连接(图2)。设计5种工况,进行四点抗弯试验,对楼板的抗弯性能进行研究,为组合楼板在实际工程中的应用提供依据。

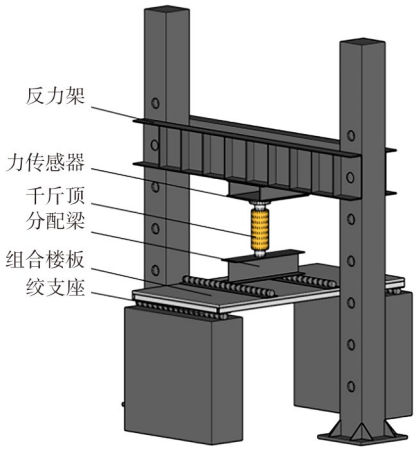


图1 加载装置

Fig. 1 Loading device

试件中龙骨的规格为50 mm×30 mm×3 mm,纤维水泥板试验采用温石棉纤维水泥压力板,其规格为2400 mm×1200 mm×24 mm(水泥板厚度为24 mm)。5种试件中B-1为试验对照组,板配筋,龙骨间距600 mm,跨度为2400 mm,对试件施加线荷载。B-2龙骨加密;B-3加大自攻螺钉间距;B-4变量控制为板不配筋;B-5试件增加跨度至3600 mm。通过控制变量参数,比较试件在龙骨间距、自攻螺钉间距、板是否配筋、板跨度和自攻螺钉间距变化对纤维水泥压力板抗弯性能的影响。试件详细参数见表1。

2.3 材性试验

设计的轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板中

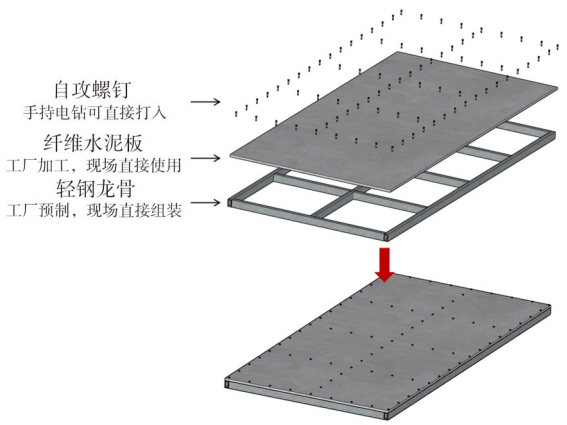


图2 轻钢龙骨-纤维水泥压力板

Fig. 2 Light-gauge steel keel-fiber cement pressure plates

表 1　试件参数

Table 1　Specimen parameters

构件编号	板是否配筋	自攻螺钉间距/mm	龙骨间距/mm	跨度/mm	探索因素
B-1	是	150	600	2400	—
B-2	是	150	400	2400	龙骨间距
B-3	是	300	600	2400	螺钉间距
B-4	否	150	600	2400	是否配筋
B-5	是	150	600	3600	跨度

龙骨采用Q235的钢材，截面尺寸为50 mm×30 mm×3 mm。参考GB/T 228.1—2021《金属材料 拉伸试验 第1部分：室温试验方法》[12]对龙骨进行取样并加工制作成标准材性件，构件尺寸见图3。使用万能试验机进行拉伸试验，加载装置见图4。取3组试件的平均值作为最终结果，测量得到钢材的屈服强度f_y、抗拉强度f_u、弹性模量E和断后伸长率δ，结果如表2所示。

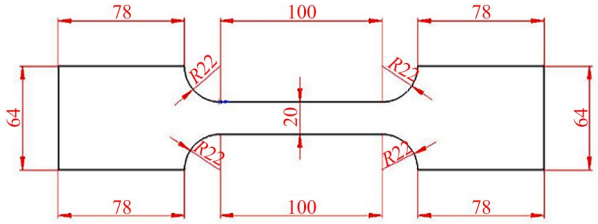


图 3　材性件尺寸　　mm

Fig. 3　Dimensions of material specimens of material characteristic test

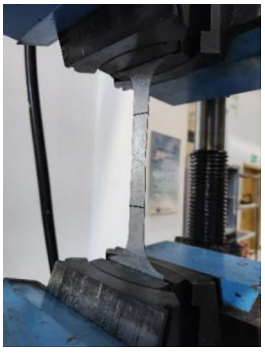


图 4　材性试验加载装置

Fig. 4　Specimen loading device

表 2　材性件参数

Table 2　Material specimen parameters

厚度t/mm	屈服强度f_y/GPa	抗拉强度f_u/MPa	弹性模量E/GPa	断后伸长率δ/%
3.0	376	511	208	42.00

2.4　加载量测方案

通过四点抗弯试验对轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼盖的承载力和刚度进行研究。在对试件进行加载过程中采用分级加载方式，每级加载5 kN，待读数稳定后，进行下一级加载。试验参考低层钢结构住宅荷载基本组合（1.3恒+1.5活），初期增量按照组合荷载的10%进行加载，待加载至基本组合荷载的80%左右时，减小每级加载量，每级加载增量为基本组合荷载的5%。在每级加载完成且荷载稳定后，进行数据采集。达到目标荷载后停止加载。

3　试验现象

3.1　现象概述

试验加载初期，5组试件中楼板均呈现弹性；加载进入塑性阶段后，部分自攻螺钉在轻钢龙骨中抽动，发出响声；试验中期剪切段部分螺钉处纤维水泥压力板下侧加载点处水泥板开始产生裂缝（图5）；试验后期加载点处裂缝不断发展（图6），外侧螺钉出现弯曲变形，部分螺钉被拔出，承载力逐步达到极限状态并接近极限承载力，试件破坏；试验最后阶段，剪切段外侧螺钉均变形拔出，试件破坏加剧，如图7所示，加载点处纤维水泥压力板下侧出现贯通裂缝（图8），螺钉产生一定的拉弯变形。试件荷载下降到极限荷载85%时，停止试验。

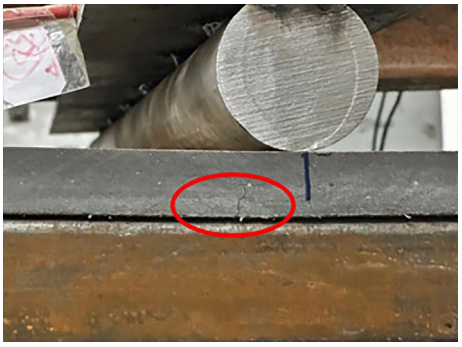


图 5　开始出现裂缝

Fig. 5　Initial crack appearance

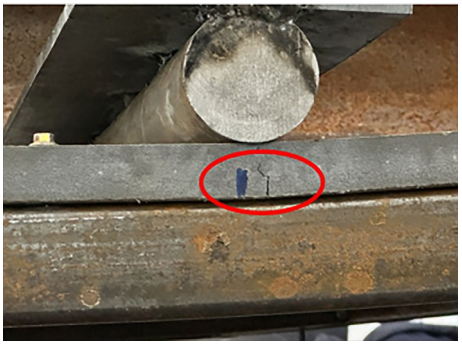


图 6　破坏时加载点处裂缝

Fig. 6　Cracks at the loading point during failure



图 7 破坏时的变形
Fig. 7 Deformation during failure



图 8 板底出现贯穿裂缝
Fig. 8 Penetrating cracks at the bottom of the plate

各组合楼板在跨中挠度达到限值及之后很长一段时间内仍保持弹性变形。当试件进入弹塑性阶段，维持轻钢龙骨与纤维水泥压力板协同工作的自攻螺钉开始出现侧向滑移，但纤维水泥压力板仍未出现裂缝，轻钢龙骨仍处于弹性阶段，避免了部分自攻螺钉的屈服导致整体结构完全丧失承载力的情况。加载过程中组合楼板没有出现纤维水泥压力板突然断裂、连接件瞬间失效的脆性破坏，而是整体表现出挠度持续增加但荷载不再增加的延性破坏模式。

3.2 结果分析

依据模型试验结果（图 9），龙骨加密提升了板的抗压能力，强度增幅达到 70% 以上，刚度有较大提升；自攻螺钉间距变大，极限承载力降低 30%，刚度降低明显；不配筋纤维水泥压力板较配筋纤维水泥压力板，承载力下降约 8%，刚度略有下降；跨度增大 1 倍，强度降低 47%。试件的破坏基本都始于纤维水泥压力板的开裂。从 5 个试件的荷载-位移曲线可以看出，构件屈服后仍能承受一定的荷载，试件呈现较好的延性。另外，在加载的初始阶段，位移、荷载均较小。

跨度变大自攻螺钉数量减少削弱了纤维水泥压力板和轻钢龙骨之间的约束，在加载初期对组合楼板的抗弯刚度贡献较小，但随着荷载增大，水泥压力板率先屈服，螺钉不足以维持板和龙骨的协同变形，组合楼板更早地进入屈服阶段，但此时产生的挠度变形仍不足以使纤维水泥压力板发生破坏，因而在屈服之后组合楼板继续承受荷载和产生变形。很大程度上降低了组合楼板的初始刚度和承载力，组合楼板在较小的荷载作用下更早进入屈服阶段，同时跨中挠度迅速发展，在只有 4.7 kN 荷载的情况下挠度就达到了正常使用状态的限值。

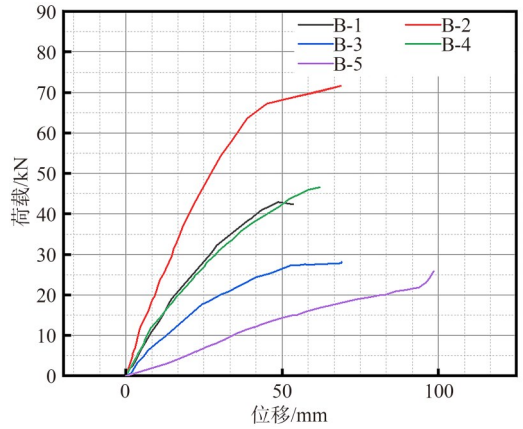


图 9 荷载-位移曲线
Fig. 9 Load-displacement curves

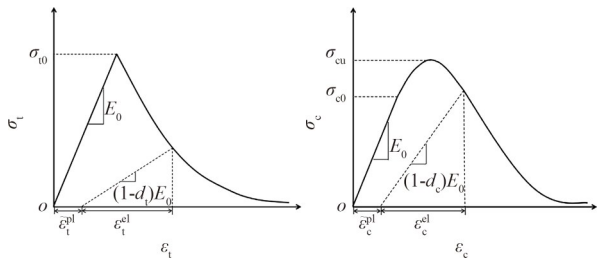
4 有限元模型建立

4.1 材料本构关系模型

根据材性试验结果定义钢材的弹性模量、屈服强度和抗拉强度，定义钢材密度为 7.85×10^{-9} t/mm^3，泊松比定义为 0.3。

根据厂家提供的材性试验报告得到混凝土参数，对混凝土采用塑性损伤模型。参数的取值见图 10。混凝土损伤塑性模型假定混凝土材料两种破坏模式为拉伸开裂与压溃破坏。屈服面或破坏面的演化受拉伸等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ 和压缩等效塑性应变 $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ 控制。在弹性阶段，该模型采用线弹性模型对混凝土的力学性能进行描述。如图 10 所示，在软化阶段卸载，混凝土卸载刚度与初始弹性刚度相比出现了损伤或退化。混凝土材料由于损伤引起的刚度退化通过引入损伤因子 d 来表征。由于混凝土受拉和受压损伤刚度退化不一致，因此拉伸和压缩分别采用 d_t 和 d_c 来描述这种刚度退化。损伤因子 d 取值范围为 0~1，当 d=0 时表示混凝土为初始状

态，无任何损伤；当 d=1 时，表示混凝土材料完全破坏，强度完全丧失，用表示材料未损伤前的弹性刚度。结合研究分析比较，综合考虑收敛性及分析精确性和计算效率，参数的取值见表 3。



（a）单轴拉伸　　（b）单轴压缩

图 10　混凝土单轴拉伸和压缩下的应力–应变曲线

Fig. 10　Stress–strain curves of concrete under uniaxial tensile and compression

4.2　单元选取与网格划分

根据试件的实际尺寸建立全尺寸模型，组合楼板由纤维水泥压力板、轻钢龙骨、自攻螺钉三部分组成。对纤维水泥压力板、轻钢龙骨和自攻螺钉选用 C3D8R 单元，建立实体单元模型，对纤维水泥压力板和轻钢龙骨在自攻螺钉处开设孔洞。构件建立与组装如图 11 所示。

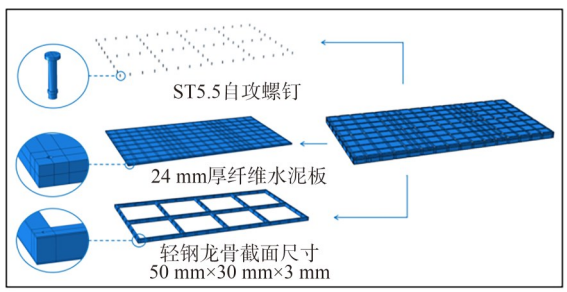


图 11　构件建立与组装

Fig. 11　Component construction and assembly

水泥压力板和轻钢龙骨各部件规整，通过切割使网格划分更为合理。纤维水泥压力板与轻钢龙骨整体网格尺寸选用 60 mm，对纤维水泥压力板和轻钢龙骨在孔洞位置进行加密，加密部分尺寸为 3 mm。组合楼板整体与局部网格划分如图 12 所示。

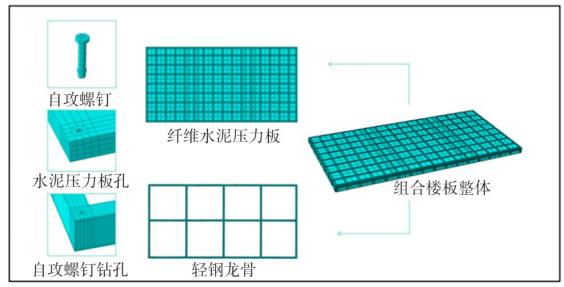


图 12　整体与局部网格划分

Fig. 12　Global and local meshing

4.3　边界条件及荷载作用

组合楼板边界条件的设置与试验下边界条件一致，以准确模拟组合楼板在试验条件下的受力情况。根据实际边界条件，将组合楼板两端下部距边缘 10 cm 处的铰支座下表面耦合于一点，在耦合点处限制 X、Y、Z 方向的位移及 Y 和 Z 方向的转动。荷载作用同样与实际荷载施加情况保持一致，试验中施加荷载的两个铰支座在有限元模型中分别被耦合于铰支座上表面一点，在耦合点处施加沿着 Y 轴负向的点荷载，用来模拟千斤顶的加载作用，如图 13 所示。

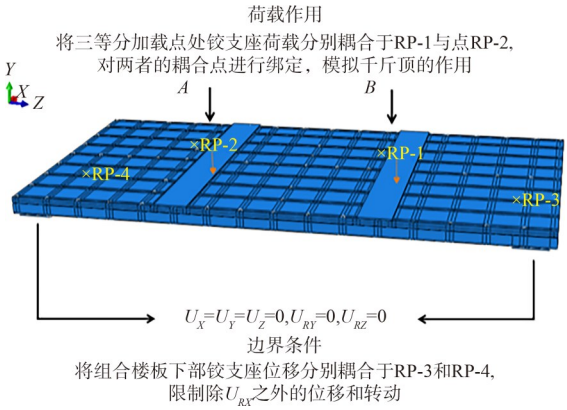


图 13　荷载作用及边界条件

Fig. 13　Load action and boundary conditions

4.4　模型简化及相互作用关系

组合楼板中自攻螺钉较多，选取全尺寸的 1/4 模型计算分析以减少计算量。1/4 模型在模拟计算

表 3　纤维水泥压力板材性试验结果

Table 3　Test results for the properties of fiber cement plates

试件	方向	密度/(kg·m^{-3})	吸水率/%	抗折强度/MPa	抗压强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/MPa	泊松比
配筋纤维水泥压力板	纵向	16.69	33.80	14.15	21.52	7.31	8120	0.2
	横向	16.69	33.80	13.94	19.42	6.34	8096	0.2
不配筋纤维水泥压力板	纵向	16.80	33.80	14.02	20.86	6.77	8032	0.2
	横向	16.80	33.80	13.76	18.41	5.62	8028	0.2

中的受力特点与变形情况与全尺寸模型一致，荷载为全尺寸模型的1/4。B-1简化模型的选取与边界条件设置如图14所示，其他各组构件的简化模型如图15所示。

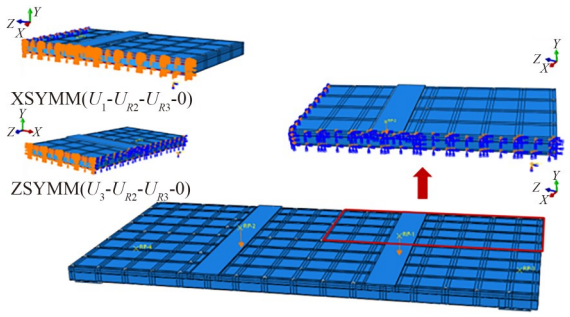


图14 B-1简化模型选取与边界条件

Fig. 14 Simplified model selection and boundary conditions of B-1

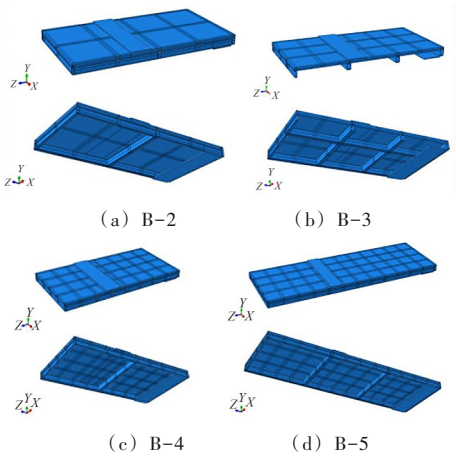


图15 其他各组构件的简化模型

Fig. 15 Simplified models of other components

有限元模型中自攻螺钉的钉帽下表面与纤维水泥压力板上表面的接触对和自攻螺钉螺纹上表面与轻钢龙骨上翼缘下表面的接触对的切向作用采用摩擦系数为0.4的罚接触，法向采用硬接触；纤维水泥压力板和上部施加荷载的铰支座通过面面绑定连接，轻钢龙骨与下部铰接支承的铰支座也通过面面绑定连接，相互作用关系如图16所示。

4.5 有限元模型分析

4.5.1 荷载-跨中位移曲线对比

通过有限元分析得到试件的荷载-跨中挠度曲线，如图17所示。可见：数值模拟得到的荷载-跨中挠度曲线的初始刚度略大于试验结果，B-1~B-5有限元的屈服荷载与极限荷载相比试验结果有所增大，屈服位移与极限位移略小于试验结果，整体变化趋势接近。各部分特征参数如图17所示。

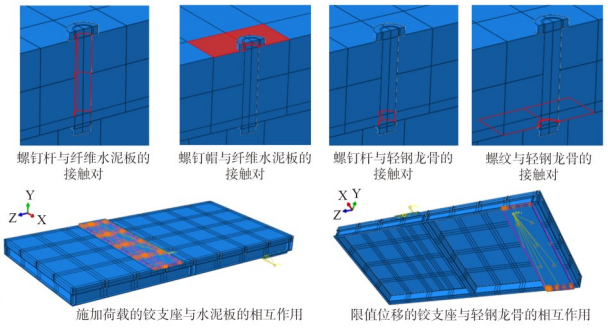


图16 构件之间的相互作用关系

Fig. 16 Interactions between components

整体而言，有限元模型模拟的轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板的抗弯变形特征与试验曲线趋势基本一致，表明有限元结果可以真实地反映组合楼板荷载-跨中挠度关系，建立的有限元模型具备一定的计算稳定性和可靠度，可以进行后续的参数化分析，如表4所示。

4.5.2 破坏模式对比

以B-1为例，详细分析试验现象与有限元结果的对比。通过ABAQUS后处理模块得到B-1有限元模型的变形及应力分布，与试验现象对比具有较好吻合性。

整体变形情况对比如图18所示，试件在弹性阶段的最大跨中挠度约为33 mm，荷载设计值对应挠度约为65 mm，与试验结果接近。

通过分析纤维水泥板和轻钢龙骨的相对滑移以及自攻螺钉的变形云图（图19），可知：在弹性阶段两者紧密连接，相对滑移很小，自攻螺钉的侧向变形较小，说明在弹性阶段组合楼板的协同变形能力较强；在弹塑性阶段，纤维水泥压力板与龙骨出现一定的相对滑移，在加载点外侧（剪切段）滑移程度更大，且自攻螺钉螺杆产生了较大的剪切变形，说明随着荷载的增大，组合楼板协同变形能力随着连接件的剪切变形而不断减弱。

由轻钢龙骨与螺钉的应力云图（图20）可见：轻钢龙骨的应力与挠度得到充分发展，加载点内侧（纯弯段）的应力发展充分，最高应力约274 MPa，达到了钢材的屈服强度但未达到抗拉强度，最高应力出现在龙骨跨中位置的下翼缘，龙骨在自攻螺钉孔洞处局部应力集中，上翼缘受到了较大的螺钉横向剪切应力，加载点外侧（剪切段）较加载点内侧（纯弯段）螺钉孔应力集中更明显；自攻螺钉螺杆受到了较大的应力，应力最大值252 MPa，达到了钢材的屈服强度但未达到抗拉强度，说明组合楼板进入弹

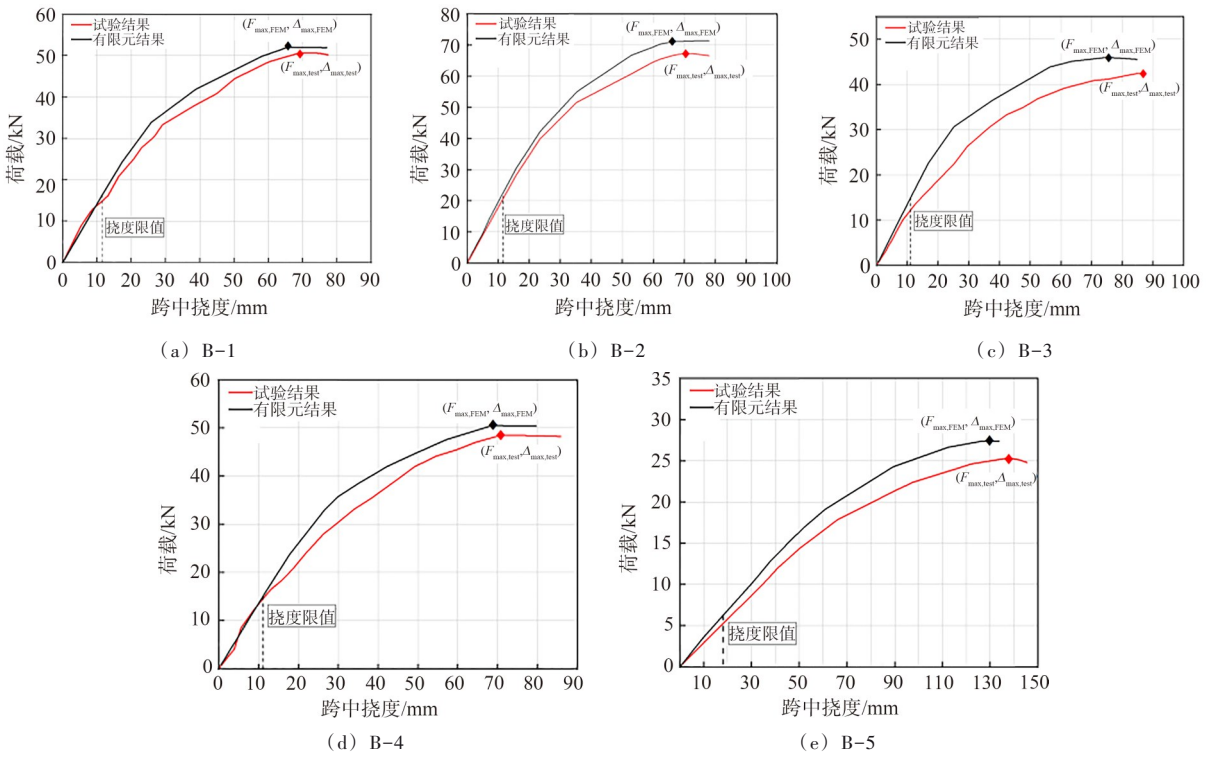


图 17　各组构件的荷载-跨中挠度曲线对比

Fig. 17　Comparison of load versus mid-span deflection curves for each component group

表 4　有限元分析结果与试验结果特征参数对比

Table 4　Comparison of characteristic parameters between finite element analysis and experimental results

编号	k_0/(kN·mm^{-1})		F_{dl}/kN		F_y/kN		F_{max}/mm	
	模拟值	试验值	模拟值	试验值	模拟值	试验值	模拟值	试验值
B-1	1.43	1.29	16.16	14.72	43.61	42.13	51.98	50.61
B-2	1.96	1.86	22.52	20.89	60.71	55.87	70.89	67.25
B-3	1.12	0.96	14.89	12.23	37.08	34.60	45.95	42.44
B-4	1.34	1.22	15.01	14.6	44.16	39.83	50.54	47.48
B-5	0.34	0.31	6.31	5.25	25.09	21.93	27.39	25.15

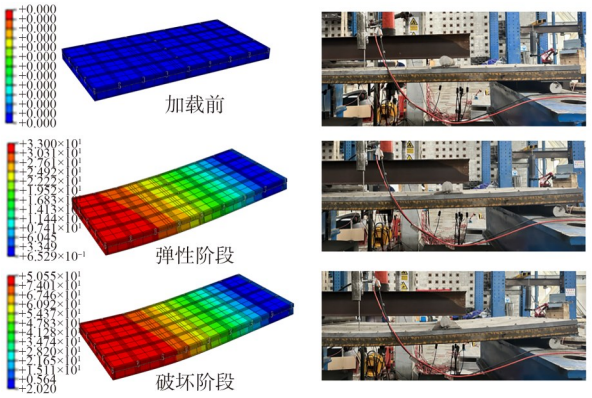


图 18　B-1 整体变形情况对比　mm

Fig. 18　B-1 overall deformation comparison

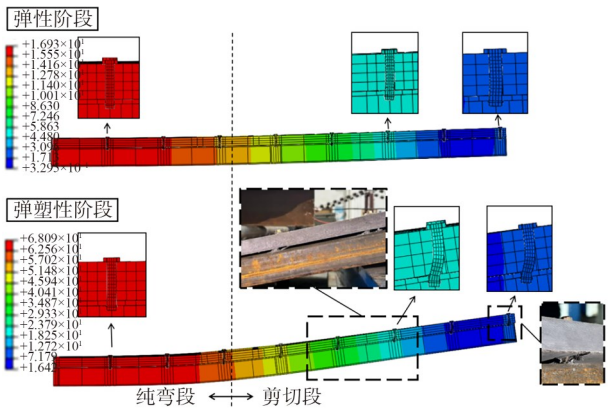


图 19　B-1 构件相对滑移与螺钉变形　mm

Fig. 19　B-1 relative slip and screw deformation

塑性阶段时轻钢龙骨与连接件自攻螺钉也进入了屈服阶段。

通过分析纤维水泥压力板的应力云图(图 21)与塑性损伤云图(图 22),可知:纤维水泥压力板在剪切段边缘和加载点处受到压应力,在其他位置受到拉应力,且在孔径处应力集中,加载点外侧(剪切段)较加载点内侧(纯弯段)螺钉孔应力集中更明显;加载点处纤维水泥压力板下侧受到的拉应力较大,最大应力为 20 MPa,超过纤维水泥压力板的抗拉强度设计值,同时,在塑性损伤模型中,

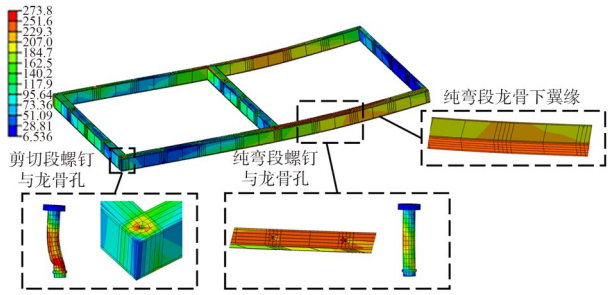


图 20 B-1轻钢龙骨与自攻螺钉应力云图 MPa

Fig. 20 Stress contour plot of the light-gauge steel keel and self-tapping screws of B-1

损伤程度较大的部位主要为加载点处纤维水泥压力板下侧部分和纵向龙骨连接的部分以及剪切段的螺钉孔洞处，这与试验现象一致。

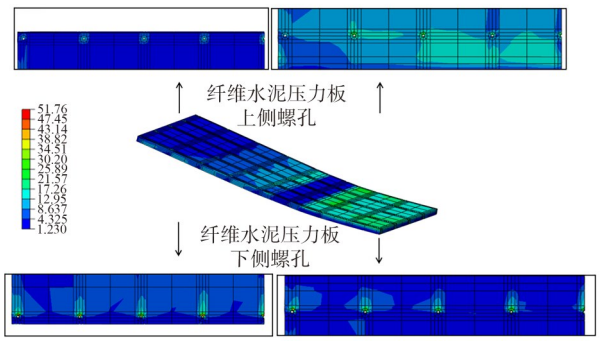


图 21 B-1纤维水泥压力板应力云图 MPa

Fig. 21 Stress contour plot of the fiber cement plate of B-1

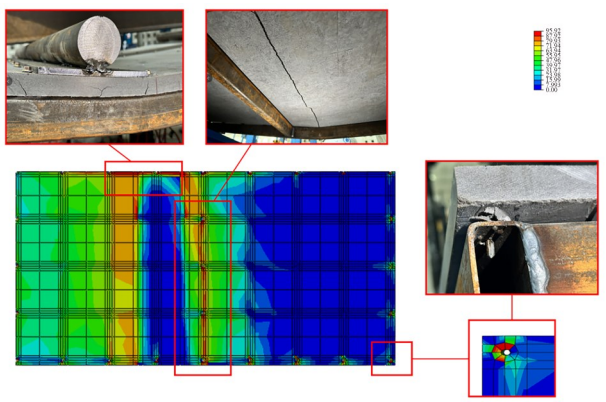


图 22 B-1纤维水泥压力板塑性损伤云图

Fig. 22 Plastic damage contour plot of fiber cement plate

试验模拟了试件B-2、B-3和B-5的有限元分析结果，如图23~25所示。与B-1试件类似，三组组合楼板的挠度均得到了充分发展，纤维水泥压力板整体应力水平低，钢材应力水平高。轻钢龙骨在跨中位置下翼缘受到的拉应力最大，自攻螺钉螺杆与龙骨剪切段螺钉孔径处受到了较大的集中应力，已达到钢材的屈服强度，未达到抗拉强度。纤维水泥板在加载点处、与龙骨连接处应力水平高，剪切段自攻螺钉孔洞处局部应力水平高，且在这些部位产生了较大程度的损伤。与B-1相比，B-2构件间的相对滑移程度更小，自攻螺钉的变形程度更小，龙骨与螺钉的整体应力水平较低，最大应力为240 MPa，纤维水泥板的整体应力水平低于B-1，且损伤区域更为集中；B-3构件间的相对滑移程度更大，自攻螺钉的变形程度更大，龙骨与自攻螺钉的整体应力水平更高，最大应力为307 MPa，纤维水泥压力板整体应力水平高于B-1，损伤区域面积更大；B-5构件间的整体挠度发展更高，到达抗弯强度设计值时的挠度为112 mm，构件间相对滑移程度较小，自攻螺钉的变形程度更小，龙骨与螺钉的整体应力水平接近，最大应力值为297 MPa，已到达屈服荷载但未达到抗拉强度，纤维水泥板的塑性损伤程度更低。

5 有限元参数化分析

5.1 轻钢龙骨间距的影响

为了探究轻钢龙骨间距对组合楼板抗弯性能的影响，分别建立龙骨间距为600，400，300 mm的有限元模型。通过对比发现，当轻钢龙骨间距减小至400 mm和300 mm时，纵向龙骨的根数分别为4根、5根，组合楼板初始刚度依次增加2.6%、58.9%，设计承载力依次增加41.6%、68.6%，屈服荷载依次增加42%、58.4%，荷载-跨中挠度曲线如图26所示，初始刚度变化趋势见图27。分析原因是组合楼板中的抗弯设计承载力及刚度主要由轻钢龙骨贡献，纵向轻钢龙骨的数量变多，其抗弯刚度及设计承载力可以视作更多的龙骨参与到共同工作中，合力作用类似于弹簧的并联，使得组合楼板整体刚度增大，同时，设计承载力及屈服荷载也得到了较大程度的提升。因此，增设纵向轻钢龙骨数量可以有效提高组合楼板的刚度，可以在跨度增大时增设纵向轻钢龙骨来满足正常使用的挠度要求，且不会占用室内空间，但组合楼板的整体用钢量会增加。

5.2 轻钢龙骨截面的影响

为探究轻钢龙骨截面尺寸对组合楼板抗弯性能的影响，分别建立龙骨截面尺寸为50 mm×30 mm×5 mm、60 mm×30 mm×3 mm、70 mm×30 mm×3 mm的有限元模型。对比发现，当轻钢龙骨截面高度增2 mm时，组合楼板初始斜率增加近50%、设计承载力增加50%，屈服荷载增加47%，截面高度

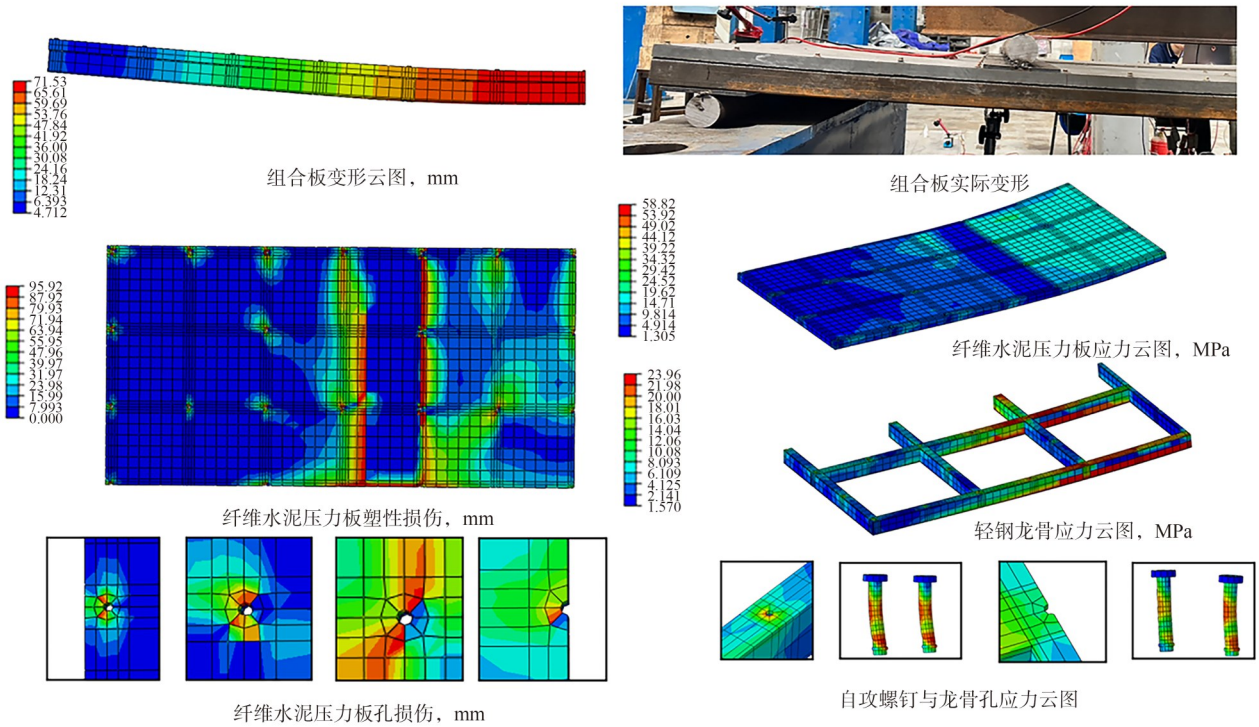


图 23　B−2 组合楼板有限元云图

Fig. 23　Finite element contour plot of the composite floor of B−2

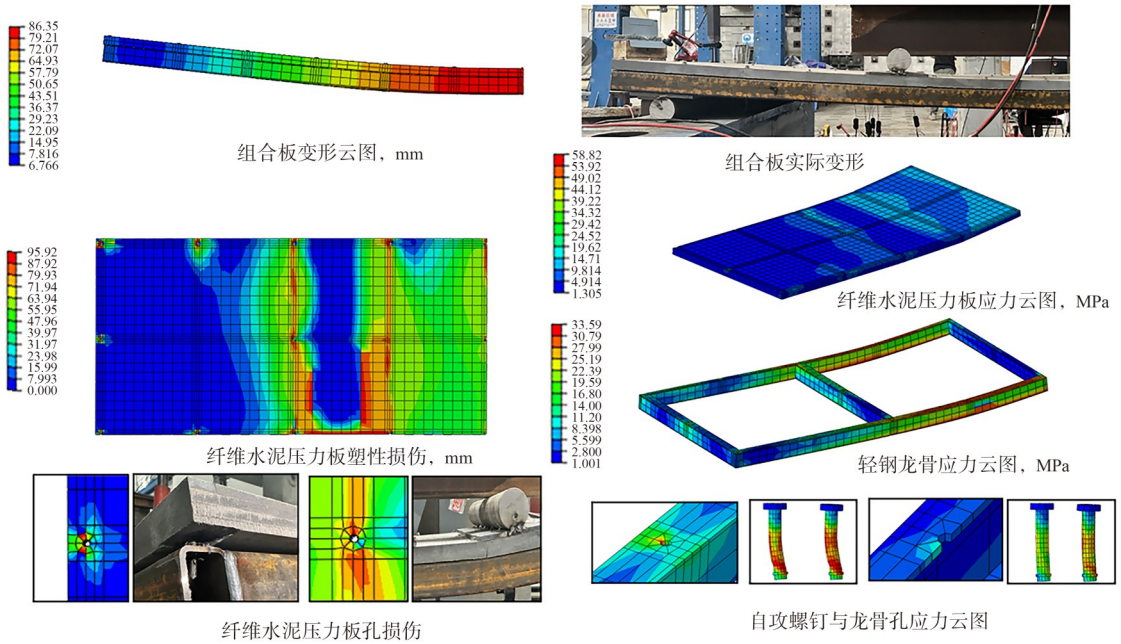


图 24　B−3 组合楼板有限元云图

Fig. 24　Finite element contour plot of the composite floor of B−3

变大至 60 mm、70 mm 时，对应组合楼板初始刚度依次增加 94%、173%，设计承载力依次增加 54%、136%，屈服荷载依次增加 56%、145%，荷载−跨中挠度曲线如图 28 所示，初始刚度变化趋势如图 29 所示。分析原因是纵向轻钢龙骨截面尺寸的变大可以有效提高单根龙骨的截面惯性矩，而惯性矩又是抗弯刚度计算的重要参数。因此，增大龙骨截面尺寸可以有效提高组合楼板整体刚度，同时可以较

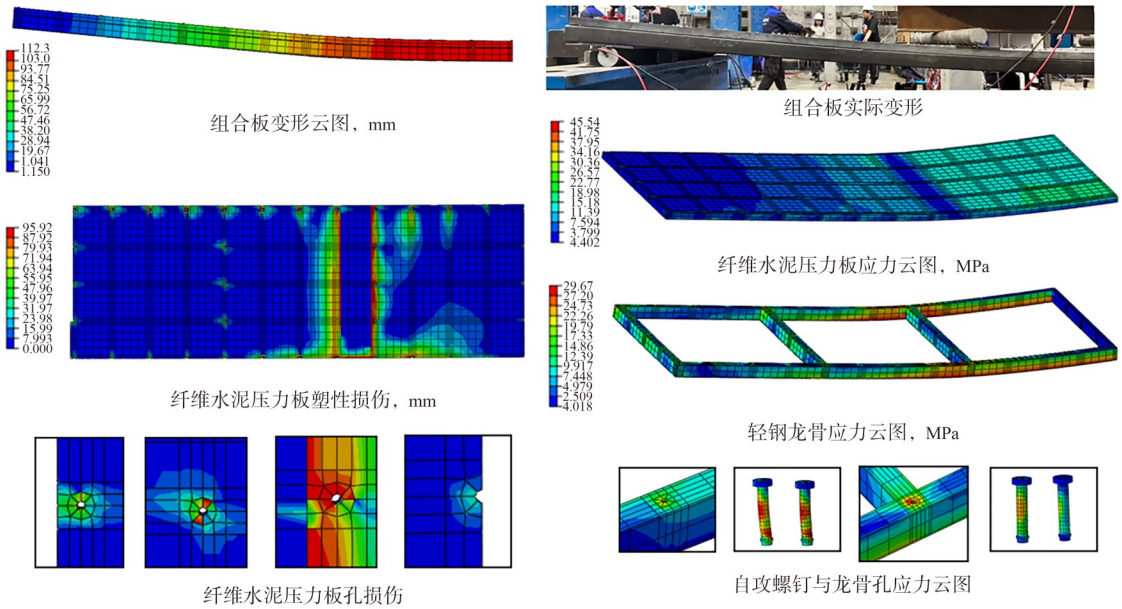


图 25 B-5组合楼板有限元云图

Fig. 25 Finite element contour plot of the composite floor of B-5

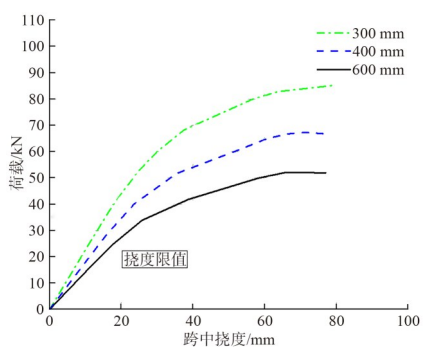


图 26 不同龙骨间距时荷载-跨中挠度曲线

Fig. 26 Load versus mid-span deflection curves under different keel spacings

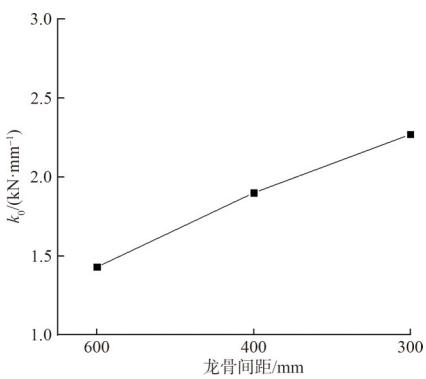


图 27 不同龙骨间距时初始刚度变化趋势

Fig. 27 Initial stiffness change trends under different keel spacings

大程度提升其屈服荷载和设计承载力,实际工程中可以在跨度增大时选择增大纵向轻钢龙骨截面尺寸来满足正常使用的挠度要求,但是会一定程度地占用室内空间,同时组合楼板整体用钢量也会增加。

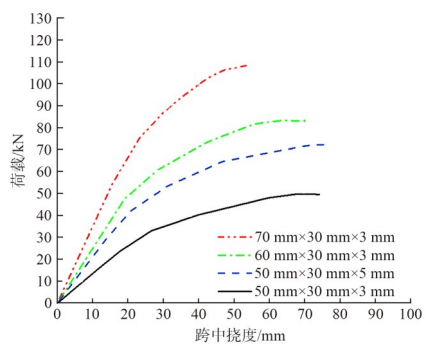


图 28 不同龙骨截面下荷载-跨中挠度曲线

Fig. 28 Load versus mid-span deflection curves under different sections of the keel

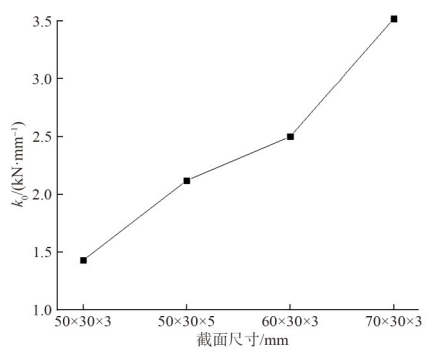


图 29 不同龙骨截面下初始斜率变化

Fig. 29 Initial slope changes under different sections of the keel

5.3 自攻螺钉间距的影响

为了探究轻钢龙骨间距对组合楼板抗弯性能的影响,分别建立了自攻螺钉间距为200,150,

100 mm 的有限元模型，如表 5 所示。通过对比发现，当螺钉间距减小至 100 mm 时，组合楼板初始刚度 k_0 增加 50% 以上，屈服荷载 F_y 增加 6%，设计承载力 F_{dl} 增加 10%；当螺钉间距增加至 200 mm 时，组合楼板初始刚度降低 15%，屈服荷载降低 8%，设计承载力降低 13%，荷载-位移曲线对比如图 30 所示，初始刚度变化趋势如图 31 所示。分析原因是自攻螺钉是维持纤维水泥压力板和轻钢龙骨协同工作的连接件，连接件数量的增多可以一定程度上提升组合楼板的刚度，使组合楼板屈服时对应的挠度变形更小。因此，在实际工程中可以选择加密布置自攻螺钉来提升整体的刚度。出于简易施工的原则。可以将自攻螺钉的间距设置在 100~200 mm。

表 5　不同螺钉间距有限元分析结果

Table 5　Finite element analysis results of models with different screw pacing

编号	螺钉间距/mm	k_0/(kN·mm^{-1})	F_{dl}/kN	F_y/kN	Δ_y/mm
B-1	150	1.43	15.36	41.52	32.48
ss-100	100	2.20	16.90	44.02	33.22
ss-200	200	1.22	13.36	38.21	28.63

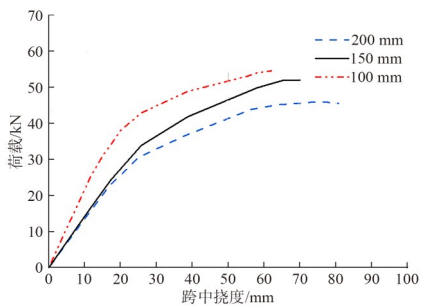


图 30　不同自攻螺钉间距下荷载-跨中挠度曲线

Fig. 30　Load versus mid-span deflection curves at different self-tapping screw spacings

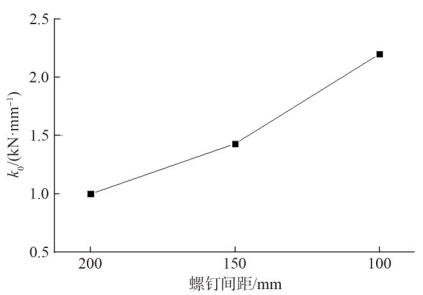


图 31　不同自攻螺钉间距下初始刚度变化

Fig. 31　Initial stiffness changes at different self-tapping screw spacings

5.4　跨度的影响

为了探究跨度对组合楼板抗弯性能的影响，分别建立跨度为 2700，3000，3300，3600 mm 的有限元模型，如表 6 所示。通过对比发现，当组合楼板跨度由 2400 mm 依次增长至 3600 mm 时，组合楼板 k_0 依次降低 26.9%、46.7%、63.4%、73.9%，设计承载力依次降低 13.5%、23.3%、38.5%、45.3%，屈服荷载依次降低 16.2%、25.5%、39.4%、47.9%，荷载-位移曲线对比如图 32 所示，初始刚度变化趋势如图 33 所示。将初始刚度换算为刚度后，对比可以发现，跨长对轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板的抗弯刚度影响较小，在实际工程中为了满足更大跨度组合楼板在正常使用状态下的挠度限值，需要优化内部构造提升其初始抗弯刚度。

表 6　不同跨度有限元分析结果

Table 6　Finite element analysis results of models with different spans

模型编号	跨度/mm	k_0/(kN·mm^{-1})	F_{dl}/kN	F_y/kN	Δ_y/mm
B-1	2400	1.43	15.36	41.52	32.48
span-27	2700	0.94	11.69	34.79	35.93
span-30	3000	0.69	10.35	30.93	31.94
span-33	3300	0.47	7.76	25.16	26.78
span-36	3600	0.34	6.12	21.63	22.33

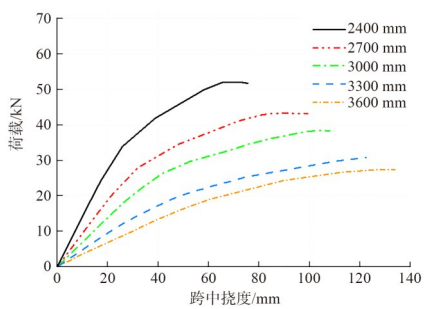


图 32　不同跨度下荷载-跨中挠度曲线

Fig. 32　Load versus mid-span deflection curves under different spans

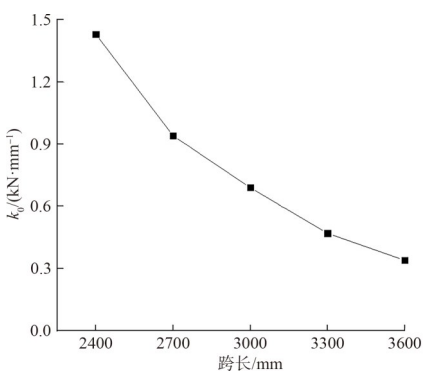


图 33　不同跨度下初始刚度变化

Fig. 33　Initial stiffness changes under different spans

5.5　其他因素的影响

为探究钢材强度等级、有无纤维水泥板、两侧固支对组合楼板抗弯性能的影响，分别建立了龙骨

钢材强度等级为Q355、两侧的边界条件为固支的有限元模型，如表7所示。

表7　不同龙骨截面尺寸模型有限元分析结果

Table 7　Finite element analysis results of models with different keel cross-section sizes

模型编号	参数变化	k_0/(kN·mm^{-1})	F_{dl}/kN	F_y/kN	Δ_y/mm
B-1	—	1.43	15.36	42.88	32.48
Steel-1	钢材Q355	1.44	15.42	51.36	31.67
bc-f	两端固支	1.61	18.24	47.32	35.46

通过对比发现，当钢材等级提升至Q355后，组合楼板初始刚度变化幅度小，设计承载力增加39.1%，屈服荷载增加20%，可见，钢材强度增加，试件的初始刚度变化较小，但是设计荷载及屈服荷载增加较多，原因在于钢材强度的增加使得轻钢龙骨的屈服强度增加，钢材与纤维水泥压力板的协同作用使得组合楼板整体的强度和刚度增加，但由于两种钢材弹性模量差异并不大，所以初始刚度变化程度较小，如图34所示。

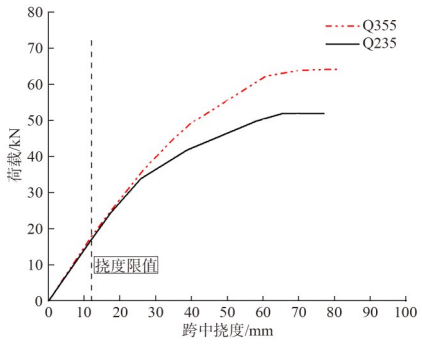


图34　不同钢材强度曲线

Fig. 34　Strength curves of different steels

通过对比两端简支与两端固支的有限元模拟结果可知，当边界条件由两端简支变为两端固支时，组合楼板的初始刚度增加了13%，设计承载力增加了17%，屈服荷载增加了11.6，如图35所示。结果表明，边界条件影响组合楼板的力学性能，两端简支变为两端固支有利于提升组合楼板的力学性能，所以在实际工程中，可以考虑将组合楼板的两端龙骨焊接在框架梁上的施工方法。

轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板设计承载力主要受挠度限值控制，简化为钢-水泥压力板组合梁单元，预测组合楼板的实际刚度，在设计承载力范围内，组合楼板的荷载-跨中挠度曲线呈现明显的线弹性，因此在挠度限值范围内，组合楼板的刚度计算可按弹性的整体构件进行计算。自攻螺

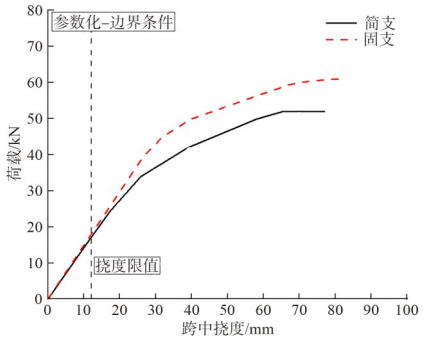


图35　不同边界条件曲线

Fig. 35　Curves under different boundary conditions

钉连接介于刚接与铰接之间，既能承受一定弯矩又能发生一定的转动，属于半刚性连接，通过考虑自攻螺钉对组合楼板整体刚度的贡献以及部分抗剪连接件作用下对等效截面刚度的削减来计算刚度提高公式的准确性。

参考GB 50017—2017《钢结构设计标准》中对钢与混凝土组合梁的抗弯刚度计算公式，如式(1)，对部分抗剪连接，取考虑滑移效应的折减刚度。

$$B=\frac{EI_{eq}}{1+\xi} \tag{1}$$

式中：E为龙骨的弹性模量，根据材性试验取值208000 MPa；I_{eq}为组合梁的换算截面惯性矩；对荷截的标准组合，可将截面中混凝土翼板有效宽度除以钢材与混凝土弹性模量的比值α_E换算为钢截面宽度后，计算截面惯性矩，以材性试验测得的纤维水泥压力板弹性模量8000 MPa用于换算；对荷载的准永久组合，则除以$2\alpha_E$进行换算，ξ为刚度折减系数，按式(2)进行计算。

$$\xi=\eta\left[0.4-\frac{3}{(jl)^2}\right] \tag{2}$$

其中　$\eta=\dfrac{36Ed_c pA_0}{n_s khl^2}$　　$j=0.81\sqrt{\dfrac{n_s kA_1}{EI_0 p}}$

$$A_0=\frac{A_{cf}A}{\alpha_E A+A_{cf}}\qquad A_1=\frac{I_0+A_0 d_c^2}{\alpha_E A+A_{cf}}$$

$$I_0=I+\frac{I_{cf}}{\alpha_E}$$

式中：A_{cf}为纤维水泥压力板翼板截面面积；A为龙骨截面面积；I为龙骨截面惯性矩；I_{cf}为纤维水泥压力板翼板的截面惯性矩；d_c为龙骨截面形心到纤维水泥压力板翼板截面形心的距离；h为组合梁截面高度；l为组合梁的跨度；k为自攻螺钉刚度系数；p为自攻螺钉的纵向平均间距；n_s为自攻螺钉在一根梁上的列数；α_E为钢材与纤维水泥压力板弹性模量的

比值。

自攻螺钉的刚度系数依照栓钉连接件的承载力设计值计算方式[式(3)]进行计算。

$$N_c^v=0.43A_s\sqrt{E_c f_c}\leqslant 0.7A_s\gamma f \tag{3}$$

式中：E_c为混凝土的弹性模量；A_s为栓钉的杆截面面积；f_c为混凝土轴心抗压强度；f为栓钉的抗拉强度设计值；γ为栓钉材料抗拉强度最小值与屈服强度之比。根据厂家提供的ST5.5自攻螺钉力学参数，取f=215 MPa，γ=1.67。

根据管宇等[3]提出的通过计算滑移微段滑移量和等效楼板轴向刚度计算部分抗剪连接组合梁等效抗弯刚度的计算方式。假定所有自攻螺钉的抗剪性能相同，使用组合板与楼盖梁间相对滑移表征抗剪连接件失效对T形截面组合梁抗弯刚度的影响，基于变形协调条件，对T形截面组合梁每一微段上的滑移量进行计算。得到T形截面组合梁承受跨中集中力P或均布荷载q作用时的完全抗剪组合梁等效抗弯刚度B计算公式及部分抗剪连接组合梁等效抗弯刚度Beff计算公式，如式(4)所示。

$$B=E_sI_s+E_jI_j \tag{4a}$$

$$\bar{B}=B+\overline{EA}\cdot Z^2 \tag{4b}$$

$$\frac{1}{\overline{EA}}=\frac{1}{E_jA_j}+\frac{1}{E_sA_s} \tag{4c}$$

$$B_{eff}=B+\frac{\overline{(EA)_c}\,(EA)_s}{\overline{(EA)_c}+(EA)_s}Z^2 \tag{4d}$$

$$\overline{(EA)_c}=\frac{(EA)_c}{1+10\dfrac{(EA)_c}{kL^2}} \tag{4e}$$

$$k=\frac{0.4P_{max}-0.1P_{max}}{(\Delta_{0.4}-\Delta_{0.1})s} \tag{4f}$$

式中：$(EA)_c$为纤维水泥压力板的轴向刚度，即纤维水泥压力板弹性模量与截面面积的乘积；$(EA)_s$为轻钢龙骨的轴向刚度，即轻钢龙骨弹性模量与截面面积的乘积；Z为纤维水泥压力板形心到轻钢龙骨形心的距离；k为滑移模量；P_{max}为组合楼板试件的极限承载力；$\Delta_{0.4}$和$\Delta_{0.1}$分别为组合楼板试件承载力达到$0.4P_{max}$和$0.1P_{max}$时对应的跨中挠度值；s为自攻螺钉间距。

规范中部分抗剪连接件组合梁计算方式是在考虑连接件数量和其在单根组合梁上分布的情况下求得折减系数，再对完全抗剪计算值进行折减。基于连接滑移量的部分抗剪刚度计算方式是将组合梁的抗弯刚度等效为各部分自身的弹性模量加上抗剪连接件的对整体刚度的贡献。作为抗剪连接件的自攻螺钉将组合梁的两部分等效为一个串联的弹簧，但因其半刚性的特性会出现滑移现象，通过对每段微滑移的积分得到总体的滑移量，在串联弹簧的弹性系数进行折减。

6　结　论

1)本研究在新型预制复合墙板住宅体系下确定了农村住宅楼承板的抗弯性能。依据模型试验结果，得出龙骨加密提升板抗压能力，强度增幅达到70%以上，刚度有较大提升；自攻螺钉间距变大，极限承载力降低，刚度降低明显；不配筋纤维水泥板较配筋纤维水泥板，强度、刚度均略有下降；跨度增大1倍，强度降低。试件的破坏基本都始于纤维水泥压力板的开裂，在构件破坏后仍能承受一定的荷载，呈现出较好的延性。

2)在试验基础上，采用ABAQUS建立轻钢龙骨-纤维水泥压力板组合楼板的有限元模型，开展了关于龙骨间距、龙骨截面尺寸、自攻螺钉间距、跨度、钢材强度和边界条件的参数化分析，在参数化分析的基础上对组合楼板的有效抗弯刚度公式进行推导和验证，通过数值模拟得到的荷载-跨中挠度曲线和破坏模式与试验结果相比吻合较好。

3)参数化分析表明，减小自攻螺钉间距可以有效提高组合楼板初始刚度、屈服荷载和设计承载力。钢材强度的提升可以提高组合楼板的屈服荷载与设计承载力，但初始刚度没有明显变化。

4)组合楼板跨度变大对楼板的初始抗弯刚度影响较小，但跨度变大使楼板在同等荷载情况下产生更大的弯矩，所以产生的跨中挠度也更大，能承担荷载则更小。在实际使用中为了使组合楼板在更大的跨度情况下可以满足挠度限值，需要对其构造形式进行改变来提升抗弯刚度。

参　考　文　献

[1] 周绪红，贾子文. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合楼盖受弯承载力试验研究[J]. 建筑结构学报，2010，31(7)：13-22.

[2] 周绪红，李喆，王瑞成，等. 冷弯薄壁型钢梁-OSB板组合楼盖的受弯承载力研究[J]. 土木工程学报，2013，46(9)：1-11.

[3] 管宇. 冷弯薄壁型钢-石膏基自流平砂浆组合楼盖面内受力性能研究[D]. 西安：长安大学，2016.

[4] 李元齐，马荣奎，何慧文. 冷弯薄壁型钢与覆面钢板自攻螺钉连接性能试验研究[J]. 建筑钢结构进展，2017，19(6)：60-64.

[5] 王祥，冷弯薄壁C型钢桁架组合楼盖抗弯性能研究[D]. 合肥：合肥工业大学，2017.

[6] 肖亚明,郭振全,王静峰,等. 冷弯薄壁型钢桁架组合楼盖抗弯性能试验研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版),2019,42(7):940-946.

[7] 孟祥俊,肖亚明,王祥. 基于ABAQUS模拟的冷弯薄壁型钢组合楼盖研究[J]. 安徽建筑,2019,26(8):17-21.

[8] 辛雨柯,邓庆田,宋学力,等. 加筋曲板结构抗弯承载能力分析[J]. 塑性工程学报,2024,31(2):189-198.

[9] 宋诗飞,邓明科,李培鹏,等. 纤维织物-高延性混凝土加固钢筋混凝土板抗弯性能试验研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2024,51(3):149-160.

[10] 宋诗飞,邓明科,张阳玺. 纤维网格-高延性混凝土加固预制空心板抗弯性能试验研究[J]. 工程力学,2025,42(10):244-255.

[11] TIAN L M,KOU Y F,HAO P. Flexural performance of a lightweight composite floor comprising cold formed steel trusses and a composite mortar slab[J]. Thin-Walled Struct. ,2019,144(9):106361.

[12] 全国钢标准化管理委员会. 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.