

引用格式:陈兆荣,魏琰,蔡健,等.型钢梁加固混凝土板结构抗弯性能数值模拟研究[J].工业建筑,2025,55(6):203-210. CHEN Zhaorong, WEI Lian, CAI Jian, et al. Research on the Flexural Performance of Concrete Slabs Strengthened with Steel Beams Using Numerical Simulations[J]. Industrial Construction, 2025, 55(6): 203-210 (in Chinese). DOI:10.3724/j.gyjzG24051801

型钢梁加固混凝土板结构抗弯性能数值模拟研究*

陈兆荣^{1,2} 魏琰³ 蔡健⁴ 何钦⁵ 梁贻尊⁶ 崔鹏云² 左志亮⁴ 许勇²

(1. 中建五局第三建设有限公司,长沙 410004;2. 广州大学,广州 510006;3. 深圳力鹏工程研究结构设计事务所有限公司,广东深圳 518034;4. 华南理工大学,广州 510641;5. 广东省建设工程质量安全检测总站有限公司,广州 510500;6. 广州市城市规划勘测设计研究院有限公司,广州 510060)

摘要 由于建筑物老化或用途改变,现有楼板不能满足承载力要求,需进行加固处理。以某加固改造项目为背景,型钢梁与楼板的连接方式、是否在垂直型钢梁方向的楼板面粘钢加固为参数,利用有限元软件建立了5个分析模型,研究和比较不同参数对新增型钢梁加固楼板结构抗弯性能的影响规律。结果表明:各加固方式下的型钢梁与混凝土板均共同受弯,梁两侧楼板分别形成受拉塑性区,楼板在垂直型钢梁方向没有负弯矩;界面设胶黏剂或设栓钉连接情况下,加固后结构的抗弯承载力为原结构约2倍;界面不设胶黏剂或黏结失效情况下,加固后结构的屈服荷载仍达到设计荷载的3.11倍,在垂直型钢梁的板面粘钢对承载力没影响;界面设胶黏剂时型钢梁与楼板的接触应力分布最均匀,梁端锚栓应力最小,型钢梁与楼板的协同工作性能最优,其次是界面设栓钉连接的情况。

关键词 型钢梁;楼板加固;有限元模拟

Research on the Flexural Performance of Concrete Slabs Strengthened with Steel Beams Using Numerical Simulations

CHEN Zhaorong^{1,2} WEI Lian³ CAI Jian⁴ HE Qin⁵ LIANG Yizun⁶ CUI Pengyun² ZUO Zhiliang⁴
XU Yong²

(1. China Construction Fifth Engineering Bureau Third Construction Co., Ltd., Changsha 410004, China; 2. Guangzhou University, Guangzhou 510006, China; 3. Shenzhen Li Peng Engineering Research Structural Design Co., Ltd., Shenzhen 518034, China; 4. South China University of Technology, Guangzhou 510641, China; 5. Guangdong Construction Engineering Quality and Safety Inspection Station Co., Ltd., Guangzhou 510500, China; 6. Guangzhou Urban Planning & Design Survey Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510060, China)

Abstract: Due to the aging or functional changes of the buildings, the existing floor slab can no longer meet the requirements of bearing capacity and needs to be strengthened. Taking a reinforcement and reconstruction project as the background, this study investigated the influence of different parameters on the flexural performance of a floor structure strengthened with newly added steel beams. Five analysis models were established using finite element software, considering both the connection modes between the steel beam and the floor slab as well as whether the floor surface was strengthened by sticking steel chips in the direction perpendicular to the steel beam. The results showed that under all kinds of strengthening methods, the steel beam and the concrete slab were subjected to bending together, forming a tensile plastic zone on both sides of the beam, and the floor slab exhibited no negative bending moment

* 国家自然科学基金面上项目(1972123);广东省自然科学基金面上项目(2022A1515011115);中建集团课题(CSCEC5B-2021-20)。

第一作者:陈兆荣,博士,高级工程师,从事多高层建筑结构分析与设计理论。

电子信箱:245140142@qq.com

收稿日期:2024-05-18

in the direction perpendicular to the steel beam. When the interface was connected using adhesive or studs, the flexural bearing capacity of the strengthened structure was about 2 times that of the original structure. When there was no adhesive at the interface, or if the adhesive had failed, the yield load of the strengthened structure was still 3.11 times the design load. Setting steel chips on the plate surface in the direction perpendicular to the steel beam had no effect on the bearing capacity. When setting adhesive at the interface, the contact stress distribution between the steel beam and the floor slab was the most uniform, the stress on the anchor bolts at the beam ends was the smallest, and the cooperative working performance between the steel beam and the floor slab was the best, followed by the method strengthened by setting studs at the interface.

Keywords: steel beam; floor slab reinforcement; finite element simulation

0 引言

根据一般民用建筑设计基准期为50年的设计要求,到20世纪末,我国已有超过50亿 m^2 的建筑进入了“中老年期”。对老旧建筑物,一般有两种处理方案:一是对原有建筑进行拆除重建,二是在条件允许的情况下对其进行加固改造,以满足使用功能需求。我国是人口大国和疆域大国,但可用土地资源非常有限,每年基础设施建设和建筑垃圾的堆放均耗费大量土地资源^[1]。如果采用拆除重建方案,用大量新建建筑物取代现有不能满足功能需求的建筑物,将对土地资源造成巨大浪费,既不经济也不现实^[2]。因此,建筑物的加固改造将有助于合理利用土地资源。

钢筋混凝土楼板为主要承受竖向荷载作用的抗弯构件,为避免结构老化造成的承载力不足,或由于旧楼改造导致的功能变更,需要对楼板进行加固,提高现有楼板的抗弯能力。目前,关于楼板加固改造的方法有粘贴纤维布、粘贴钢板或增设后浇叠合层等^[3-6]。但上述方案均有一定的局限性,粘贴纤维布或钢板不适用于楼面荷载增加较大或集中荷载增加的情况,增设后浇叠合层则会影响使用功能^[7]。而采用型钢梁加固不仅能够提高楼板承载力、刚度和延性,并且施工方便,成本适中^[8-10],是一种有效的加固方式。目前,已有研究成果主要关注型钢梁与楼板采用植入锚栓的连接方式^[7,11-12],而不同连接方式、构造方式对加固效果的影响研究仍有待深入。本文以某烂尾楼加固改造项目为背景,采用新增型钢梁方案对楼板进行加固,通过有限元软件建立分析模型,研究型钢梁与楼板的连接方式、是否在垂直型钢梁方向的楼板面粘钢加固对加固后结构的抗弯性能影响,研究成果可为同类工程设

计提供参考。

1 工程概况

某烂尾楼加固改造项目的上部结构为框架-剪力墙结构,建筑抗震设防烈度为7度,抗震等级二级;混凝土强度等级随着层数变化,梁板为C30~C35,墙柱为C30~C50;板筋采用HPB300,梁纵筋采用HRB400,箍筋采用HRB335。

由于户型变更,需要在楼板上加设200 mm厚砌体墙分隔建筑空间,原结构以及拟增设砌体墙位置如图1所示。因为原结构在新增砌体墙处没有设结构梁,原结构楼板不满足承载力要求,需要在原楼面荷载(含恒载和活荷载的面荷载 9.5 kN/m^2)的基础上,在楼板上增加隔墙荷载(线荷载 4.34 kN/m)。本工程采用新增型钢梁方案对原有楼板进行加固,型钢梁与楼板之间灌注胶黏剂或高强度水泥浆,型钢梁腹板与主梁之间通过两边角钢连接,其中角钢与型钢腹板以及主梁连接板分别通过焊接连接,主梁两侧的连接板通过对穿锚筋固定于主梁。型钢梁加固楼板的现场见图2,大样见图3。

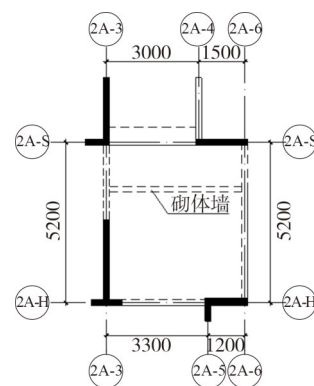


图1 建筑平面及增设砌体墙位置 mm

Fig. 1 Building plane and locations of additional masonry walls



图 2 型钢梁加固楼板现场

Fig. 2 Field photo of floor slabs strengthened with steel beams

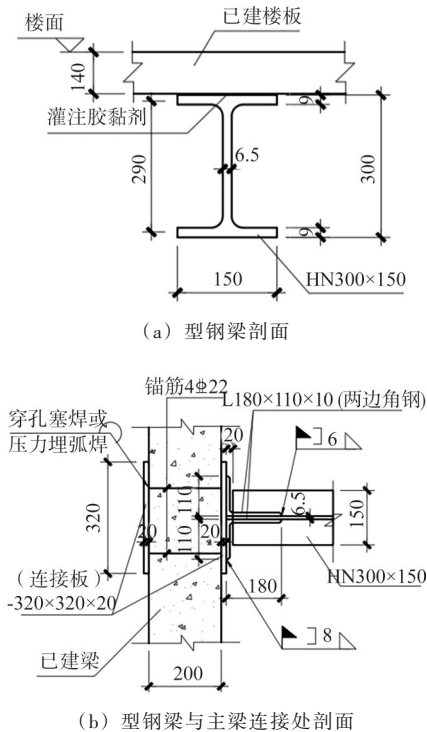


图 3 型钢梁加固楼板连接大样 mm

Fig. 3 Detailed drawings of the connection of floor slabs strengthened with steel beams

2 有限元模拟参数设计

型钢梁加固楼板结构有 3 处关键的连接部位,即型钢梁与楼板底面的连接、型钢梁端部与主梁的连接以及垂直型钢梁方向的楼板面加固连接。为了进一步研究型钢梁加固楼板结构采用不同连接方案时加固前后的受力性能,除第 1 节中所采用的连接方案外,对 4 种加固连接方案建立计算模型,详见表 1,其中各模型中型钢梁端部连接处的型钢梁腹板、两边角钢、连接板与主梁之间的连接方式相同[图 3(b)]。

4 种加固方案中,编号 SR-N-A 的连接方式也适用于当型钢梁与楼板之间黏胶和填充砂浆不足的极端情况。编号 SR-S-A 的型钢梁与楼板连接方式如图 4 所示,在设计栓钉位置,将楼板预先开

表 1 模型参数

Table 1 Parameters of models

模型编号	型钢梁与楼板的连接方式	垂直型钢梁的楼板面
SR-0	—	—
SR-T-A	灌注胶黏剂	—
SR-N-A	不设胶黏剂	—
SR-S-A	设栓钉	—
SR-T-B	灌注胶黏剂	粘贴钢板带

洞,再把翼缘处设有栓钉的型钢梁从下方向上贴紧楼板,栓钉插入楼板的预开孔,然后在栓钉位置处回填混凝土或高强砂浆,以便让栓钉承担型钢梁和楼板之间的剪力。编号 SR-T-B 可考察型钢梁加固后产生的楼板面负弯矩的影响。

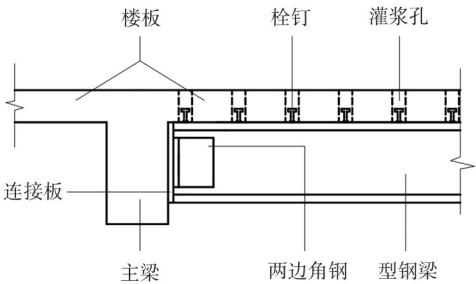


图 4 模型 SR-S-A 的型钢梁与楼板连接示意

Fig. 4 Schematic diagram of the connection between the slab and the steel beam of the model SR-S-A

3 型钢梁加固楼板有限元模拟

3.1 有限元模型建立

3.1.1 模型尺寸

利用有限元软件建立 5 个计算模型。除了连接方式不同,各计算模型中的几何参数参考工程现场数据取值,详见图 3。1)关于构件的几何尺寸,楼板的轴线距离为 5200 mm×4500 mm,5200 mm 跨度主梁尺寸为 700 mm×200 mm(梁面和梁底纵筋均为 4Φ22,箍筋为 φ12@100),4500 mm 跨度主梁尺寸为 650 mm×200 mm(梁面和梁底纵筋均为 4Φ20,箍筋为 φ8@100),楼板厚度为 140 mm(配筋:板底双向 φ8@125,板面配筋 φ8@140、从支座边缘外伸 150 mm),型钢梁为 HN300×150×9×6.5;2)关于连接件的几何尺寸,连接钢板的尺寸为矩形钢板 □320×320×20,角钢为 L180×110×10、高 230 mm,栓钉为 M20,对拉锚栓为 φ22,粘贴在混凝土板面的钢板带尺寸为-1600×100×4、间距为 300 mm。

3.1.2 材料参数

梁、板混凝土强度等级为 C30,混凝土的三维本

构关系采用ABAQUS中提供的混凝土损伤塑性模型,其中,单轴本构关系以及损伤指标参考GB/T 50010—2010《混凝土结构设计标准》^[13]附录C取值,其余参数取值见表2。

表2 混凝土本构关系参数设置

Table 2 Parameters for constitutive relations of concrete

混凝土	杨氏模量/MPa	泊松比	偏心率/%	f_{t0}/f_{c0}	K	黏性参数
C30	30000	0.2	0.1	1.16	0.6667	10^{-5}

f_{t0}/f_{c0} 为初始等效双轴抗压屈服应力与初始单轴抗压屈服应力的比值; K 为受拉子午线与受压子午线常应力的比值。

角钢及H型钢采用Q235钢材,服从 von Mises 屈服准则,应力-应变关系曲线采用双折线模型。纵筋采用HRB400,箍筋采用HRB335,其本构关系参考GB/T 50010—2010附录C.1取值。

3.1.3 单元选取与网格划分

在单元类型方面,采用8结点六面体线性缩减积分实体单元C3D8R模拟混凝土、型钢、角钢、连接板、锚筋、栓钉等部分;采用2结点三维线性桁架单元模拟钢筋。

在网格尺寸方面,楼板、型钢梁及两者之间的接触部位是分析的主体对象,故网格划分需较为精细,其中混凝土板面网格尺寸为50 mm,并沿板高方向将板划分为3个网格。同时,为提高计算效率,在不影响精度的情况下将其他部分网格适当放大,沿混凝土主梁宽度方向将梁划分为2个网格,沿梁高方向将梁划分为5个网格;型钢梁沿翼缘厚度方向划分为3个网格,沿腹板高度方向划分为10个网格;钢筋单元长度为100 mm;角钢沿长、宽方向尺寸为均10 mm,沿厚度方向尺寸为5 mm。具体网格划分如图5所示。

3.1.4 接触及边界条件

钢筋与混凝土之间的相互作用采用嵌入关系(Embedded),不考虑钢筋与混凝土之间的黏结滑移作用。关于型钢梁与楼板的连接方式,当采用灌注胶黏剂或高强度水泥浆方案时,其接触面采用Cohesive接触方式,接触参数如表3所示^[14];当不采用胶黏剂或高强度水泥浆时,其接触面采用摩擦接触,其中法向设为刚性接触,切向设摩擦系数为0.3^[15];当采用栓钉连接时,栓钉与型钢梁翼缘绑定(Tie),型钢梁与楼板之间设摩擦接触,同时把栓钉嵌入楼板。当在垂直型钢梁方向的楼板面粘贴钢板带时,钢板带与楼板面之间采用Cohesive接触方

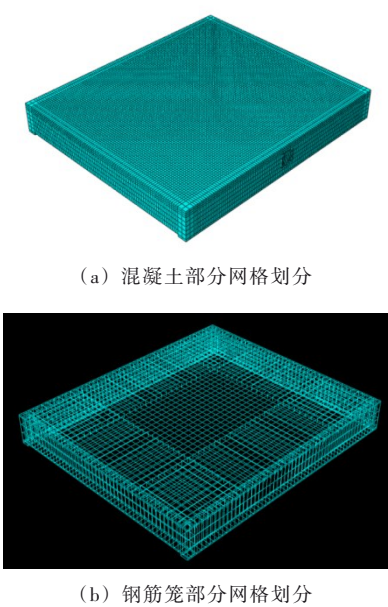


图5 模型网格划分
Fig. 5 Meshing of models

式(图6),接触参数同表3。关于型钢梁腹板与角钢的连接方式,两者间通过焊接连接,在焊接处进行绑定连接。关于角钢、连接板与主梁的连接方式,在角钢与连接板焊接处进行绑定连接,在连接板与主梁的界面设摩擦接触,把锚筋嵌入混凝土中并绑定在连接板上。型钢梁与主梁连接节点如图7所示。

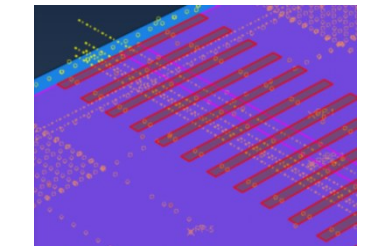


图6 粘贴钢带与楼板的接触关系
Fig. 6 Interaction between the bonded steel chips and the slab

表3 Cohesive接触参数

Table 3 Parameters of the cohesive contact

弹性模量	剪切模量		名义应力			MPa
	K_{nn}	K_{ss}	K_{tt}	σ_1	σ_2	σ_3
17.00	17.00	17.00	17.00	16.35	16.35	16.35

假设在该子结构中,两方向主梁交界处的角部有柱子,相应地在4个角部处限定模型的位移($U_1=U_2=U_3=0, U_{R1}=U_{R2}=U_{R3}=0$),见图8。

3.1.5 加载方式

首先施加楼面荷载设计值,然后逐级增加楼面荷载直至达到停止计算的条件。其中,楼面的恒载

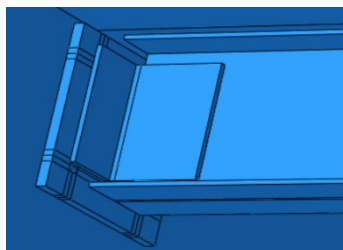


图7 型钢梁与主梁连接节点

Fig. 7 The connection joint between the steel beam and the primary beam

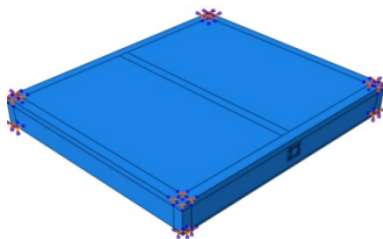


图8 边界条件

Fig. 8 Boundary conditions

与活载的面荷载设计值为 9.5 kN/m^2 , 另在 200 mm 宽的新建砌体墙范围内施加均布荷载, 设计值为 21.7 kN/m^2 , 加载方式如图9所示。当满足关于钢筋混凝土受弯构件达到极限承载力的条件^[16], 或型钢梁跨中受拉区达到屈服强度时, 认为达到极限荷载, 停止计算。

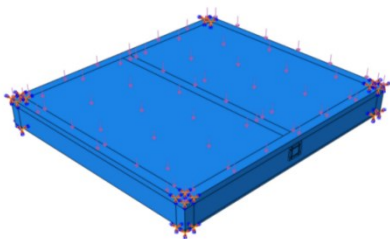


图9 加载方式

Fig. 9 Loading method

3.2 结果与分析

3.2.1 破坏模式

随着荷载的增大, 对未加固模型, 有3个破坏特征点: 1) 跨中板底及支座板面的混凝土出现受拉损伤; 2) 板底和板面主要受力钢筋屈服, 荷载-位移曲线出现明显拐点, 达到屈服荷载; 3) 部分受力钢筋应变达到 0.01 , 定义为极限荷载。对加固后模型, 有3个破坏特征点: 1) 在被钢梁分隔的两侧楼板的跨中板底、楼板四周钢筋混凝土梁支座处板面混凝土出现受拉损伤, 其后混凝土的受拉损伤积累导致荷载-位移曲线非线性发展; 2) 楼板四周钢筋混

土梁支座处板底受力钢筋达到屈服强度, 达到屈服荷载; 3) 型钢梁跨中受拉区达到屈服强度, 定义为加固后模型的极限荷载。未加固模型 SR-0 和以 SR-S-A 为代表的加固后模型的混凝土受拉损伤、钢筋和型钢梁应力如图10所示。可知: 在达到屈服荷载时, 未加固模型 SR-0 的跨中混凝土高损伤区域较集中, 向板的四角发展, 加固后模型 SR-S-A 的受拉损伤区域较小; 在达到极限荷载时, 未加固模型大部分区域的混凝土受拉损伤程度高, 跨中板底和支座板面钢筋均受拉屈服, 因型钢梁的存在, 加固后模型的楼板在型钢梁两侧分别形成类似双向板的塑性铰线, 但在本文型钢梁与楼板线刚度之比小于2的情况下, 平行于型钢梁的塑性铰线位置更靠近型钢梁支座, 板底高损伤单元的数量比未加固模型少, 受拉屈服的钢筋位于楼板四周钢筋混凝土梁支座处板面。

3.2.2 荷载-位移曲线

通过对荷载-位移曲线(图11)进行对比, 并结合表4中各特征点的计算结果, 分析是否加固以及不同加固构造方式对混凝土板承载能力与变形能力的影响。

1) 加固前后结果对比。

由图11(a)及表4可知: 未加固模型 SR-0 开裂荷载最小, 并在开裂后很快进入屈服阶段, 在达到屈服荷载时板跨中挠度急剧增加, 达到极限荷载时板底钢筋应变达到 0.01 , 这表明板的抗弯承载力主要由钢筋屈服应力控制; 以 SR-S-A 为代表的加固后模型从屈服荷载至极限荷载发展的过程中, 荷载值持续上升, 其极限荷载值为未加固模型的2倍左右, 且此时钢筋应变远小于 0.01 、型钢梁达到屈服, 这表明型钢梁在钢筋屈服后继续承担荷载, 使得加固后楼板的承载能力显著提高。

2) 型钢梁与混凝土板间的连接方式。

由图11(b)及表4可知, 型钢梁与混凝土板间采用栓钉连接(SR-S-A)或灌注胶黏剂(SR-T-A)的模型屈服荷载比界面不设胶黏剂模型(SR-N-A)大, 且屈服后其承载力仍有较大提升。这反映了在型钢梁与混凝土板之间采用栓钉连接或灌注胶黏剂, 能够提高型钢梁与楼板的协同工作性能, 承载能力更好; 界面不设胶黏剂或黏结失效情况下, 加固后模型仍然比未加固模型具有更好的承载能力, 且加固后模型的屈服荷载已达到设计荷载的3.11倍。

3) 垂直型钢梁的楼板面是否用粘钢加固。

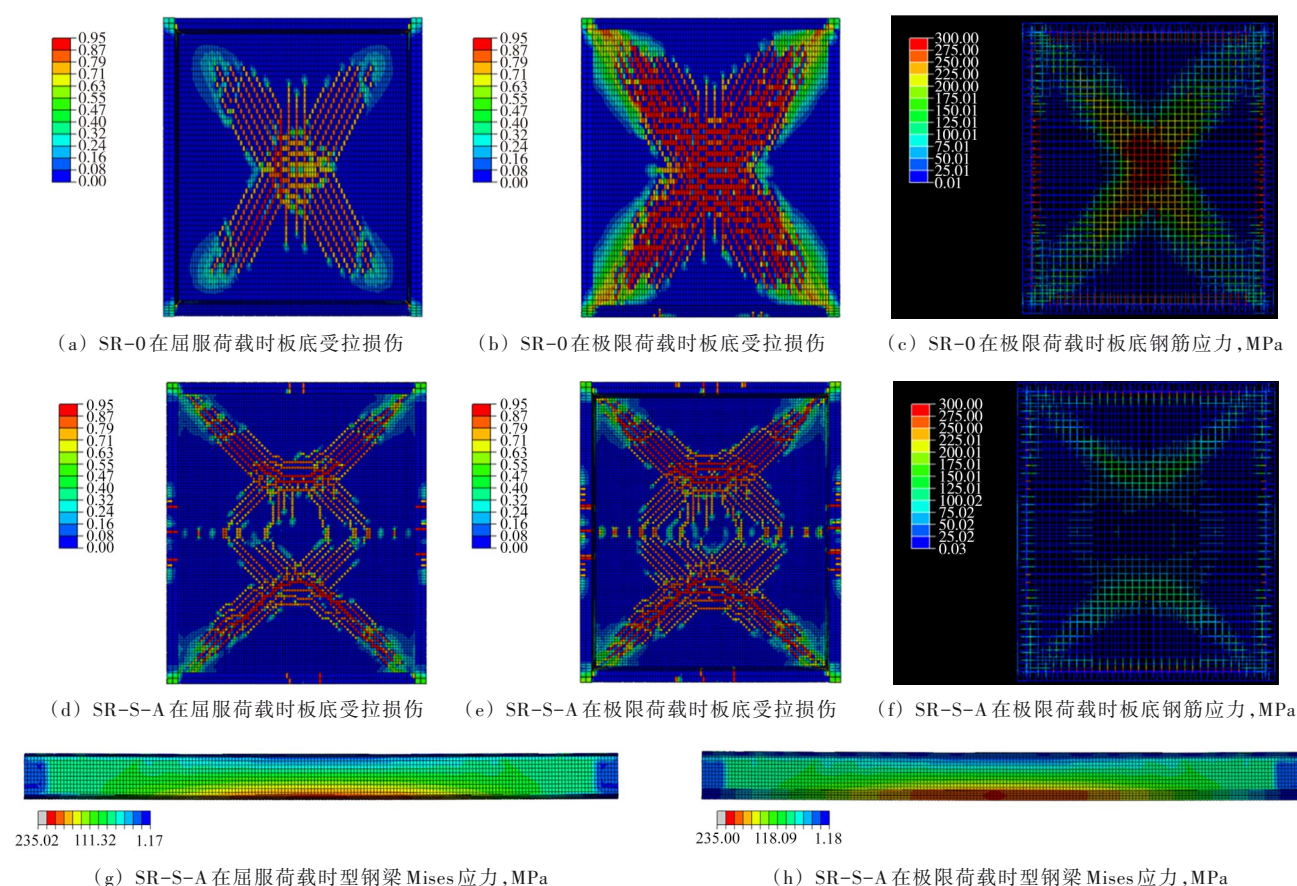


图 10 模型 SR-0 和 SR-S-A 的混凝土受拉损伤、钢筋和型钢应力

Fig. 10 Tensile damage of concrete and stresses in reinforcement and steel beams for models SR-0 and SR-S-A

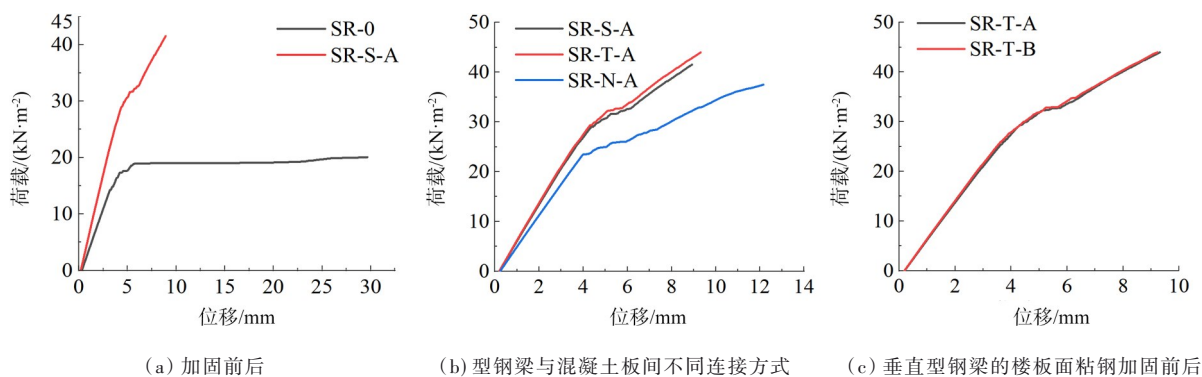


图 11 荷载-位移曲线对比

Fig. 11 Comparisons of load-displacement curves

由图 11(c)及表 4 可知,粘贴钢板带前后模型的荷载-位移曲线基本吻合。2 个模型在型钢梁所在位置的板面处受拉损伤均很小(图 12),表明设型钢梁后的楼板中部直至达到极限荷载仍未形成负弯矩区,因此是否在板面布置垂直型钢梁的钢板带对承载力的影响小。这是由于在本文设计参数下型钢梁与楼板线刚度之比小于 2,钢梁抗弯刚度相对

较小,仅能作为楼板的竖向弹性支座,其能够影响楼板的应力分布,但不足以使板在该处形成反弯点。不过,当所设型钢梁与楼板线刚度之比大于 2 时,仍需验算楼板是否会在该新加支座处存在负弯矩。

3.2.3 型钢梁-混凝土界面接触应力

图 13 为加固后模型在极限荷载下的型钢梁与

表 4 各特征点参数

Table 4 Parameters of characteristic points				
模型 编号	混凝土板开 裂荷载/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	钢筋屈服时 荷载/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)	屈服点板跨 中挠度/mm	极限荷载/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$)
SR-0	14.30	18.99	7.34	20.07
SR-T-A	29.35	37.18	7.08	43.99
SR-N-A	23.51	29.57	7.77	37.50
SR-S-A	28.98	36.34	7.19	41.52
SR-T-B	27.74	37.48	7.09	44.00

板底接触应力分布。可知:模型 SR-N-A 的型钢梁与楼板之间不灌注胶黏剂或不设栓钉,两者之间的接触应力分布不均匀,主要是因为跨中附近有接触压应力;模型 SR-S-A 的型钢梁与楼板之间设栓钉,相比于 SR-N-A 模型,梁板间连接性能更好,但界面处接触应力分布仍不均匀,梁中部设栓钉处有

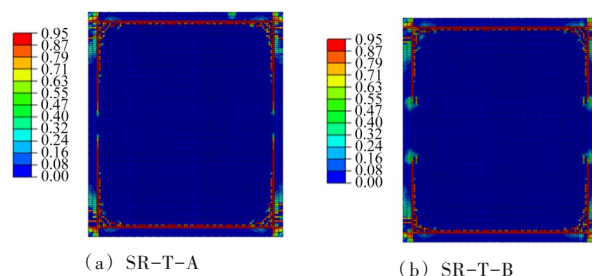
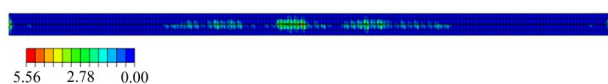
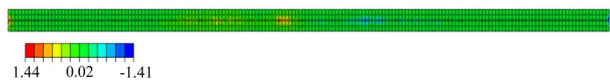


图 12 达到极限荷载时 SR-T-A 与 SR-T-B 板面受拉损伤分布
Fig. 12 Tensile damage distribution on the slab surfaces of models SR-T-A and SR-T-B at ultimate loading state

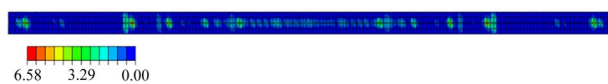
接触应力,靠近支座附近接触应力小;模型 SR-T-A 与 SR-T-B 的型钢梁与楼板之间灌注胶黏剂,界面处连接性能良好,接触应力分布较均匀,荷载能够较好地传递给型钢梁,但需注意在支座附近的界面存在拉应力,有黏结剂或混凝土脱落的风险。



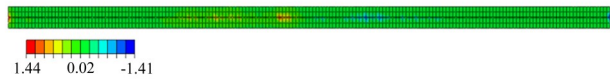
(a) SR-N-A 接触正应力



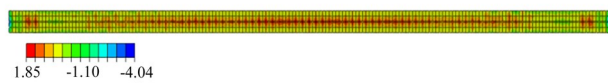
(b) SR-N-A 接触剪应力



(c) SR-S-A 接触正应力



(d) SR-S-A 接触剪应力



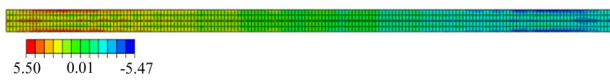
(e) SR-T-A 接触正应力



(f) SR-T-A 接触剪应力



(g) SR-T-B 接触正应力



(h) SR-T-B 接触剪应力

图 13 加固后模型在极限荷载下的型钢梁与板底接触应力分布(俯视) MPa

Fig. 13 Contact stress distribution between the steel beam and the slab bottom of the strengthened models at ultimate loading state(top view)

3.2.4 型钢梁端部锚栓应力

图 14 为加固后模型在极限荷载下的型钢梁端部锚栓应力分布。可知,达到极限荷载时,SR-N-A 型钢梁端部锚栓应力已达到屈服,见图 14(a)。这是因为该模型的型钢梁与原结构之间仅靠端部锚栓连接,通过楼板受弯变形后与型钢梁接触而受力,所以型钢梁支座处的锚栓应力大。当型钢梁与楼板界面灌注胶黏剂或设栓钉连接时,型钢、楼板、界面连接、支座处锚栓协同受力,使锚栓应力大幅下降,见图 14(b)~(d)。而且,型钢梁与楼板界面的

连接越好,荷载传递效率越高,型钢梁端部锚栓应力越小,如采用灌注胶黏剂的 SR-T-A(B)模型的锚栓应力小于采用栓钉连接模型 SR-S-A。

4 结 论

以型钢梁与混凝土板的不同连接方式为参数,通过对 5 个有限元模型进行数值模拟,研究了型钢梁加固混凝土板结构的抗弯性能,得到以下主要结论:

1) 当型钢梁与楼板线刚度之比小于 2 时,加固

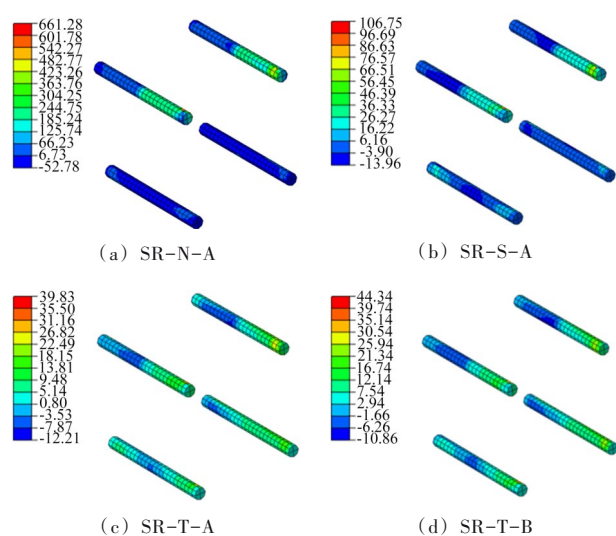


图14 加固后模型在极限荷载下的锚栓应力分布 MPa

Fig. 14 Stress distribution of anchor bolts of the strengthened models at ultimate loading state

后结构的混凝土板在型钢梁两侧分别形成类似双向板的塑性绞线,但型钢梁与板一同受弯变形,导致楼板在垂直型钢梁方向没有负弯矩,平行于型钢梁的塑性绞线位置更靠近型钢梁支座。达到极限荷载时,受拉屈服的钢筋位于楼板四周钢筋混凝土梁支座处板面,型钢梁受拉翼缘达到屈服,板底高损伤单元的数量比未加固结构少。

2)界面灌注胶黏剂或设栓钉连接情况下,型钢梁加固后结构的抗弯承载力约为原结构的2倍。界面不灌注胶黏剂或黏结失效情况下,加固后结构仍然比未加固结构具有更好的承载能力,且加固结构的屈服荷载已达到设计荷载的3.11倍。垂直型钢梁的板面粘钢板带对承载力没影响。

3)界面灌注胶黏剂时型钢梁与楼板的接触应力分布较不灌注胶黏剂时均匀,也较设栓钉时均匀,型钢梁与楼板的协同工作性能更优。相应地,型钢梁端部锚栓应力更小。为了避免型钢梁端部连接破坏以及提高协同工作能力,建议一般采用界面灌注胶黏剂方案,对施工较复杂的界面则采用设栓钉方案。

参 考 文 献

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 国家发展改革委关于印发城乡建设领域碳达峰实施方案的通知[EB/OL]. (2022-07-13). https://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/2022-07/13/content_5700752.htm.
- [2] 清华大学建筑节能研究中心. 中国建筑节能年度发展研究报告[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2017.
- [3] CHAIWINO N, YAZDANI N, BENEBERU E, et al. Strengthening of elevated home slabs on grade with external fiber-reinforced polymer (FRP) laminate[J]. Composite Structures, 2021, 261, 113532.
- [4] KANKERI P, PRAKASH S S, PACHALLA S K S. Experimental and numerical studies on efficiency of hybrid overlay and near surface mounted FRP strengthening of pre-cracked hollow core slabs[J]. Structures, 2018, 15: 1-12.
- [5] 时旭东,汪文强,李俊林,等. 基于某混凝土框剪结构损伤现状的加固方法探讨[J]. 工程抗震与加固改造, 2017, 39(4): 123-130.
- [6] 詹永勒,方渭秦. 三亚凯莱酒店改扩建工程结构设计[J]. 建筑科学, 2012, 28(11): 83-87.
- [7] 赵考重,许洁,王永强. H型钢加固混凝土板共同工作性能试验研究[J]. 建筑结构, 2020, 50(6): 34-38.
- [8] 曹霞,王华阳,严琛,等. 某办公楼框架-剪力墙结构加固改造技术[J]. 施工技术, 2016, 45(16): 78-81.
- [9] 张家宏,李萌,吕小彬. 某抽水蓄能电站地下厂房结构加固设计[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(4): 265-272.
- [10] 白伟亮. 某现浇混凝土楼板裂缝检测评定与加固[J]. 建筑结构, 2020, 50(13): 24-29.
- [11] 黄强. 组合梁共同工作性能分析及型钢加固混凝土板的试验研究[D]. 南京:东南大学, 2006.
- [12] 王培江,赵建昌. 某框架结构楼板承受超大荷载型钢加固效果分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2021, 43(3): 131-137.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计标准: GB/T 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2024.
- [14] 郭巍,邬云斌,梁皓翔. 铝合金接头形状对碳纤维管粘接性能的影响研究[J]. 武汉理工大学学报, 2023, 45(10): 26-32, 41.
- [15] HAN L H, YAO G H, TAO Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion [J]. Thin-Walled Structures, 2007, 45(1): 24-36.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构试验方法标准: GB/T 50152—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.