

DOI:10.11918/202310072

钢板混凝土墙-钢筋混凝土楼板连接节点抗剪性能

于跃¹, 隋春光¹, 雷永旺², 郭全全²

(1. 中国核电工程有限公司, 北京 100840; 2. 北京航空航天大学 交通科学与工程学院, 北京 100191)

摘要: 模块化技术正在推动新一代核电厂的设计和发展, 兼具优良工作性能和工业化施工性能的钢板混凝土(SC)结构在模块化结构具有广泛应用前景。SC墙-RC楼板连接节点作为SC模块结构与RC结构之间的典型传力构件, 其结构设计必须既要保证荷载的有效传递, 又要考虑模块化施工的可行性。为研究SC墙-RC楼板连接节点抗剪性能, 设计并完成了2个“薄墙厚板型”SC墙-RC楼板连接节点循环加载试验, 包括GB/T 51340—2018建议的钢筋连接器连接、附加抗剪键等两种连接方式。试验结果表明: 在剪跨比1.50下试件均发生RC楼板弯剪破坏, 节点主要传力破坏路径为加载端至楼板根部的斜压杆区域, 说明节点结合面不配置抗剪键仍满足抗剪要求; 试验过程中, 直螺纹钢筋套筒无滑脱、未发生钢筋或焊缝拉断, 延性系数均大于4, 说明钢筋连接器连接的传力性能良好, 可作为SC墙-RC楼板连接节点的有效连接方式; 该节点核心区仍属于抗剪薄弱区域, 若要满足“全强度连接”设计准则, 核心区对拉筋体积分含钢率应不低于0.59%。

关键词: 钢板混凝土墙; 钢筋混凝土楼板; 连接节点; 钢筋连接器; 抗剪键

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2025)01-0092-09

Shear performance of steel-plate concrete wall-reinforced concrete slab connection joint

YU Yue¹, SUI Chunguang¹, LEI Yongwang², GUO Quanquan²

(1. China Nuclear Power Engineering Corporation Limited, Beijing 100840, China;

2. School of Transportation Science and Engineering, Beihang University, Beijing 100191, China)

Abstract: Modular technology is driving innovation in the design and development of the next generation of nuclear power plants. Steel-plate concrete (SC) structure, characterized by their exceptional working performance and industrial construction efficiency, hold broad application prospects in modular structures. The SC wall-RC slab connection joint serves as a pivotal force transmission element between the SC module structure and the RC structure. and its connection joint design must ensure effective load-transfer performance and the modular construction feasibility. To investigate the shear performance of SC wall-RC slab connection joints, cyclic loading tests were conducted on two ‘thin-wall thick-slab type’ specimens employing different connection methods including rebar-coupler connection and additional shear keys as per GB/T 51340—2018 recommendations. All specimens suffered flexural and shear failure of the RC slab, with the primary failure path being from the loading end to the root of the RC slab. Remarkably, even without shear keys, the connection surfaces met shear resistance requirements. During testing, the straight-threaded rebar sleeves showed no signs of slipping, and neither the rebars nor the weld seams failed. Furthermore, the joint exhibited high ductility coefficients exceeding 4, indicating excellent load transfer behavior for the rebar-coupler connection. This suggests that the rebar-coupler connection can effectively serve as a connection method for SC wall-RC slab joints. However, the core region of the joint was identified as a shear weak zone. To meet full-strength connection design criteria, the volumetric steel ratio of tie-bars in the core region should not fall below 0.59%.

Keywords: steel-plate concrete wall; reinforced concrete slab; connection joint; rebar coupler; shear key

钢板混凝土结构(简称“SC结构”)是在两层钢板之间填充素混凝土而形成的组合结构, 钢板之间对拉连接件和栓钉可使钢板与混凝土保持良好的协同工作。SC结构不仅具有承载力高、抗震性能优

良等力学性能^[1], 还具有免支模、钢模块运输便捷等优良的施工性能。SC结构在国内外核电工程得到广泛应用, 例如日本柏崎刈羽核电厂固体废物贮存厂房和US-ABWR堆型内部结构^[2]、美国西屋公

收稿日期: 2023-10-30; 录用日期: 2023-11-17; 网络首发日期: 2024-04-10

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20240408.1035.002>

基金项目: 国家自然科学基金(51578032)

作者简介: 于跃(1983—), 男, 高级工程师; 郭全全(1971—), 男, 教授, 博士生导师

通信作者: 雷永旺, leiyongwang@buaa.edu.cn

司开发的 AP1000 堆型 C20 超大模块及中国霞浦核电示范快堆和石岛湾的 CAP1400 等均采用了 SC 结构^[3]。而现有核电厂中内部结构主体通常采用 RC 结构, 并主要采用传统的现场施工方式, 存在工业化程度低、施工效率低、能耗高等缺点, 土建施工在主线工期中占据时间较长, 已难以满足现代核电企业对工程性能、施工性能、经济性等更高目标的要求。模块化技术推动了第三代压水堆核电厂设计和建造技术的发展, SC 结构模块的机械化程度高、施工速度快, 研发中的华龙后续机型正在积极推进 SC 模块结构的应用^[4]。

核电厂内部结构布置复杂, 竖向构件通常采用 SC 墙模块, 水平构件多数采用 RC 结构, SC 墙-RC 楼板连接节点是竖向构件与水平构件的典型传力构件, 见图 1。对于连接节点的设计, 必须既要保证荷载的有效传递, 又要考虑施工的可行性。从荷载传递分析, 钢面板隔断了墙体与楼板之间纵筋和混凝土的联系, 形成了荷载传递的薄弱环节, 特别当楼板放置重型设备时, 部分位置 RC 楼板厚度大于 SC 墙体, 节点结合面抗剪性能成为了薄板厚墙节点设计的关键。施工工艺上, 模块化施工通常将 SC 墙结构模块加工运输至现场后, 先浇筑 SC 墙体、再分层浇筑 RC 楼板混凝土, 分期浇筑工艺使节点设计面临更大挑战。

SC 墙-RC 楼板连接节点结合面抗剪问题已受到日韩学者的关注。1999 年, 文献[5]开展了两种界面抗剪键(包括栓钉和抗剪钢板)的 SC 墙-RC 楼板连接节点试验, 由于加载剪跨比较大, 所有试件均发生 RC 楼板剪切破坏, 导致无法充分对比界面抗剪键的影响。文献[6-7]基于剪切摩擦理论, 提出了节点结合面抗剪承载力计算公式。基于上述研究, 先在钢板上开孔、RC 楼板纵筋穿孔并锚入 SC 墙、并在底部附加抗剪钢板的节点构造及相应的

承载力计算方法被纳入日本 JEAG 4618—2009《钢板混凝土组合结构抗震设计技术规程》^[8]。韩国 KEPIC-SNG《核设施安全用钢板混凝土结构规范》^[9]中, 关于 SC 墙-RC 楼板连接节点的构造设计和计算方法与 JEAG 4618—2009 基本一致。文献[10]进行了 4 个 SC 墙-RC 板连接节点试件的剪切摩擦试验, 试件均发生节点结合面剪切破坏, 极限承载力比 KEPIC-SNG^[9] 计算值平均高 62%, 表明其计算方法偏于安全。日韩规范采用的钢板留孔工艺更适用于同期浇筑 RC 楼板和 SC 墙混凝土的工艺, 但无法满足混凝土分期浇筑的模块化施工要求。基于 CAP1400 的工程实践, GB/T 51340—2018《核电站钢板混凝土结构技术标准》^[11] 给出了最新的 2 种 SC 墙-RC 楼板连接节点构造方案: 一是钢筋连接器连接, 先在钢板上开孔并焊接钢筋连接器(如钢筋套筒), 再将两侧纵筋分别拧入钢筋连接器, 使得钢板上的穿筋孔道封闭; 二是在钢筋连接器的基础上, 在节点结合面处增设抗剪键, 见图 2。显然, 中国规范建议的两类构造可以实现混凝土分期浇筑, 非常适用于模块化施工, 但这 2 种新型连接方式缺乏试验研究数据的支撑, 并没有开展相应试验研究, 造成其工作机理不明、设计方法缺失。

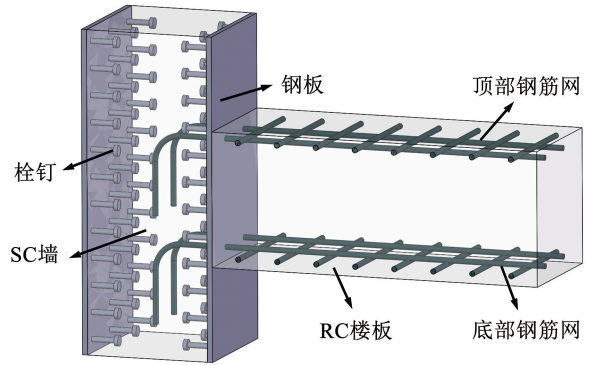
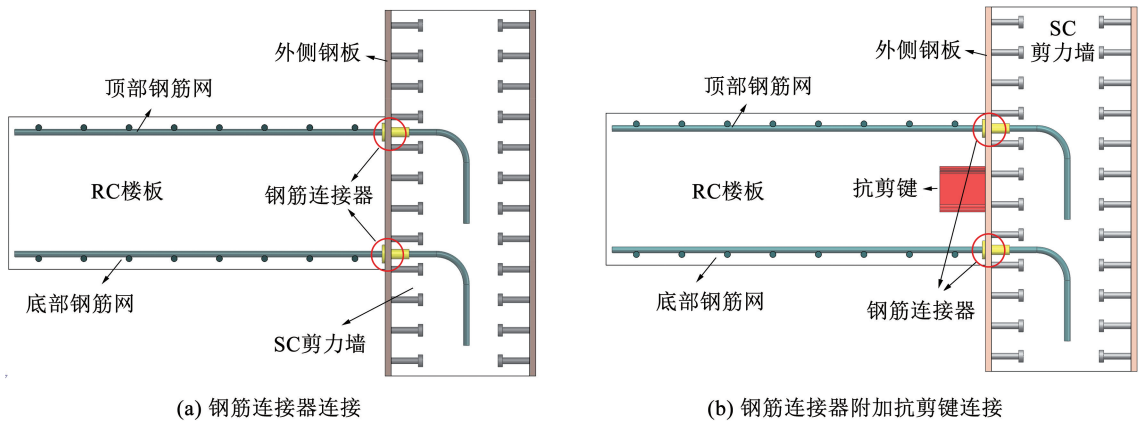


图 1 SC 墙-RC 楼板连接节点

Fig. 1 SC wall-RC slab connection joint



(a) 钢筋连接器连接

(b) 钢筋连接器附加抗剪键连接

图 2 中国规范建议连接节点构造

Fig. 2 Construction of connection joint recommended by Chinese standard

本文针对中国规范建议的新型节点构造方案,设计了 2 个 SC 墙-RC 楼板连接节点低周往复加载试验,分析了钢筋连接器连接、钢筋连接器附加抗剪键连接对节点抗剪性能的影响。结合试验结果,通过 ABAQUS 有限元软件建立并验证了有限元模型的准确性,共同揭示了节点传力破坏机理,并基于有限元参数分析结果提出了 SC 墙-RC 楼板连接节点设计建议,为工程设计提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验主要研究薄墙厚板边节点,基于反弯点法截取了 T 形节点试件,几何相似比为 1:2,缩尺后 SC 墙厚度×宽度×高度为 400 mm×550 mm×2 400 mm,RC 楼板厚度×宽度×长度为 600 mm×550 mm×

1 200 mm。表 1 为节点试件设计参数,其中 L 为抗剪键长度; S 为剪跨比大小,详细构造见图 3。试件 RC-L0-S15 作为钢筋连接器连接节点试件,加载剪跨比为 1.5,用于研究钢筋连接器连接的传力性能;试件 RC-L150-S15 的节点结合面处设置 2 个型钢抗剪键,间距为 300 mm,用于对比节点结合面增设抗剪键后的抗剪性能。其中,两侧钢板厚度 t 均为 10 mm,SC 墙的含钢率($\rho_p = 2t/D$)为 5%,符合 AISC N690-18^[12] 建议的配钢率范围 1.5%~5.0%。抗剪栓钉 $\Phi 10 \times 100$ mm 间距为 100 mm×100 mm。RC 楼板顶部和底部各布置 1 层双向钢筋网,纵筋 $\Phi 20$ 间距为 100 mm×100 mm,配筋率 ρ_{RC} 为 0.48%,符合 GB 50010—2010^[13] 中受弯构件的受拉配筋率范围 0.15%~2.5%。SC 墙与 RC 楼板中对拉筋 $\Phi 8$ 间距为 200 mm×200 mm。

表 1 SC 墙-RC 楼板连接节点试件设计参数

Tab. 1 Design parameters of SC wall-RC slab connection joint

试件编号	连接方式	SC 墙厚×宽×高/mm	RC 板厚×宽×长/mm	抗剪键形式	抗剪键长度/mm	抗剪键间距/mm
RC-L0-S15	钢筋连接器	400×550×2 400	600×550×1 200	—	—	—
RC-L150-S15	钢筋连接器+抗剪键	400×550×2 400	600×550×1 200	H 型钢	150	300

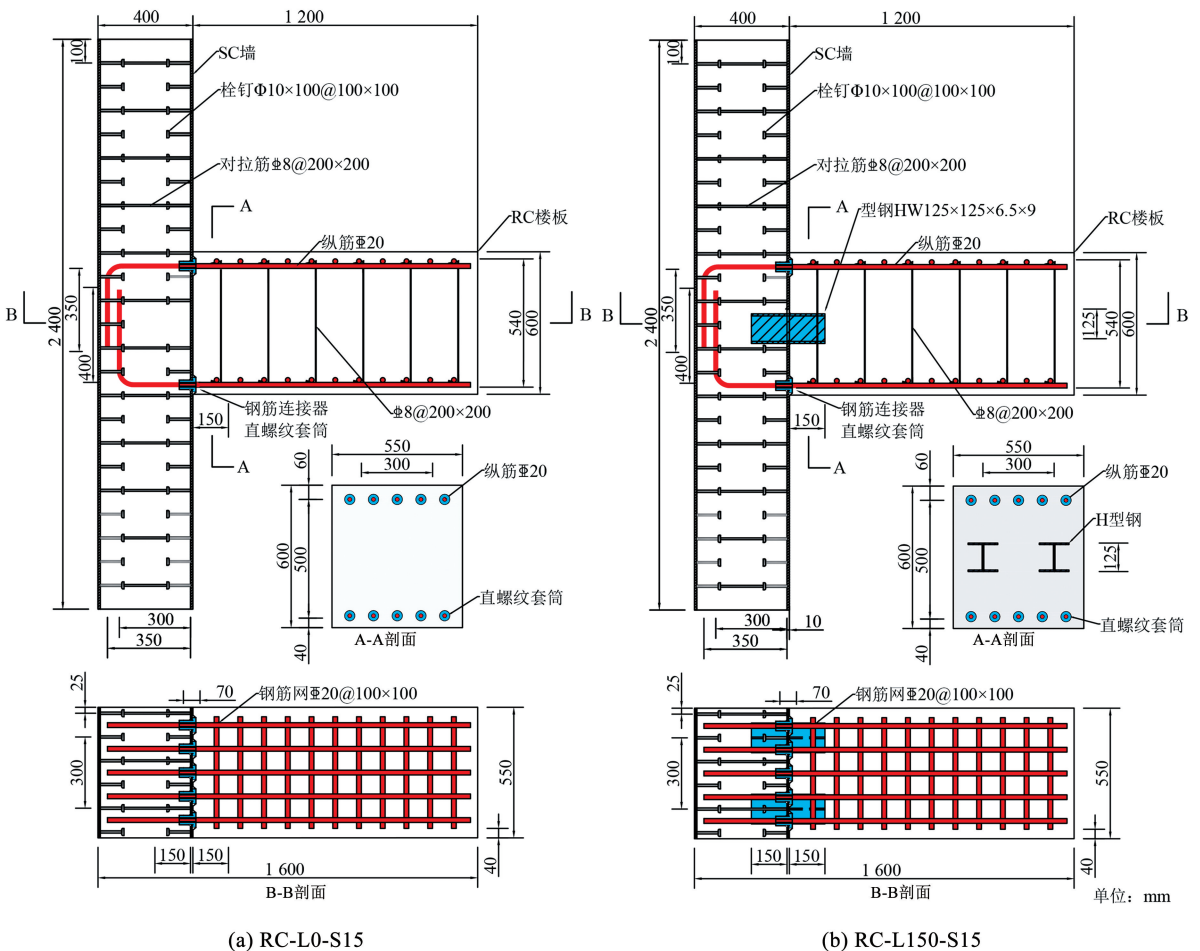


图 3 节点试件构造

Fig. 3 Detailed construction of the joint specimens

钢筋连接器采用直螺纹钢筋套筒,套筒端部加工了 2.1 倍钢筋直径的焊接端头,端头可避免钢筋套筒被直接焊穿,属于 JGJ 107—2016《钢筋机械连接技术规程》I 级接头^[14],即接头抗拉强度 \geq 被连接钢筋实际抗拉强度或 1.10 倍钢筋抗拉强度标准值,并具有高延性及反复拉压性能。GB/T 51340—2018 中抗剪键仅焊接于钢板外表面,在剪力作用下焊缝处钢板极易撕裂,因此,试件 RC-L150-S15 采用了嵌入墙体锚固的 H 型钢作为抗剪键,其外伸埋置长度由肖南等^[15]建立的钢结构柱脚抗剪键极限抗剪承载力计算方法所确定,埋置长度计算方法为:

$$h = \sqrt{\sqrt{1.52k_3^2 + \frac{0.041l}{k_2}} - 1.23k_3} \quad (1)$$

$$k_2 = \frac{2f_c b}{EI_z} \quad (2)$$

$$k_3 = \frac{EI_z}{A_w G} \quad (3)$$

式中: f_c 为混凝土轴心抗压强度; b 为抗剪键宽度; l 为基础混凝土沿剪力方向的计算长度,一般取 $3b$

与抗剪键到柱脚基础边缘距离两者中的较小值,本文取 300 mm; E 、 I_z 、 A_w 、 G 分别为抗剪键弹性模量、惯性矩、腹板截面积、剪切模量。为保证结合面抗剪键抗剪承载力不低于楼板,代入节点试件的设计参数,抗剪键规格为型钢 HW125 × 125 × 6.5 × 9,抗剪键埋置长度 h 的迭代计算值为 148 mm,最终取 150 mm。

1.2 材性试验

试验材料与实际工程相同,试验试件混凝土设计等级为 C40,浇筑节点试件时预留 6 个 150 mm × 150 mm × 150 mm 混凝土立方体试块,与试验试件同条件同期养护,标准抗压试验得到混凝土立方体抗压强度平均值 $f_{cu,m}$ 为 45.79 MPa。钢板、型钢采用 Q355 级,纵筋 $\Phi 20$ 采用 HRB500 级,对拉钢筋 $\Phi 8$ 采用 HRB400 级,抗剪栓钉采用 ML15。根据 GB/T 228.1—2021《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》^[16],标准拉伸试验采用 100 t MTS 万能试验机完成,确定了钢板、钢筋、栓钉及钢筋套筒的力学性能指标,见表 2。

表 2 钢材力学性能指标

Tab. 2 Mechanical parameters of steel

试样	材料等级	规格	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	断裂应变 ϵ_{uh}	弹性模量 $E_s/(10^5 \text{ MPa})$
钢板	Q355	$t = 10 \text{ mm}$	331.12	468.63	0.13	2.10
对拉筋	HRB400	$\Phi 8$	347.88	446.08	0.18	1.93
纵筋	HRB500	$\Phi 20$	578.86	753.48	0.19	2.11
栓钉	ML15	$\Phi 10 \times 100$	315.31	344.75	0.16	2.00
钢筋套筒	HRB500	外径 34 mm	570.00	735.00	0.15	2.02

1.3 加载与测量

试验采用拟静力试验方法,加载示意图 4(a)。SC 墙两端采用铰支约束,在 SC 墙顶部施加轴压比为 0.3 的轴力(1 419 kN),低周反复荷载施加在 RC 楼板端部,加载中心与墙面净距为 700 mm。

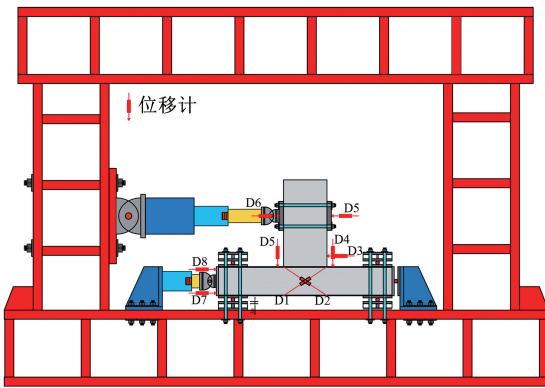
根据 JGJ/T 101—2015^[17] 建议,加载制度为:屈服前节点分三级力加载至试件屈服,屈服位移为 Δ_y ,每级循环一次;屈服后按照增量 Δ_y 为步幅进行位移加载,每级循环两次,当荷载下降至峰值荷载的 85% 或因试件变形过大作动器无法稳定工作时试验终止。试验前先采用有限元分析计算出试件屈服荷载 P_y ,规定作动器向右加载为正向,向左加载为反向,见图 4。试验测试包括电子位移计与应变片测量,位移测量主要包括加载端变形与节点核心区剪切变形。在钢筋套筒、楼板纵筋及核心区对拉筋等位置粘贴电阻应变片,以测试节点应变分布。

2 试验结果分析

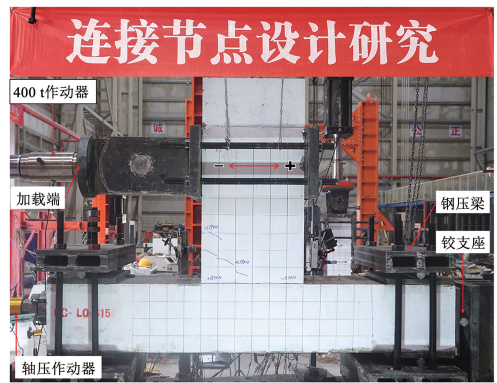
2.1 试件破坏形态

2 个节点试件的破坏形态和应变分布见图 5。其中,纵筋和对拉筋实测屈服应变 ϵ_y 分别为 2.8×10^{-3} 、 2.0×10^{-3} ,H 型钢抗剪强度 τ_y 为 205 MPa,应变和应变分布曲线均以 ϵ/ϵ_y 作归一化处理。

试件 RC-L0-S15 为钢筋连接器连接节点试件。力控制加载阶段:节点结合面出现初始水平裂缝,随后在节点核心区 and RC 楼板产生交叉斜裂缝,见图 5(a)。位移控制加载阶段:核心区对拉筋和 RC 楼板根部的纵筋发生屈服,见图 5(b),而 RC 楼板根部附近的裂缝发展最为显著,其斜裂缝迅速变宽,发展成为主裂缝;最终,RC 楼板根部腹部混凝土被压碎、开裂,RC 楼板形成了两条显著的交叉斜裂缝。上述结果表明:即使在加载剪跨比 1.5 下,直螺纹钢筋套筒仍无滑脱、拉断,节点结合面未发生剪切破坏,核心区只达到剪切破坏屈服水平,节点破坏模式为 RC 楼板弯剪破坏。



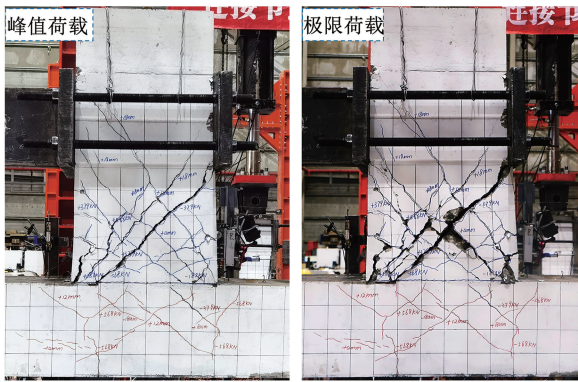
(a) 加载装置



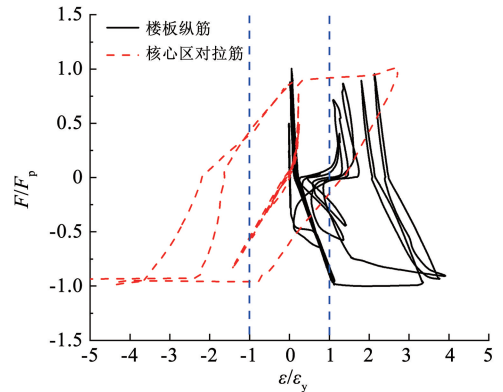
(b) 试件加载

图 4 试验装置

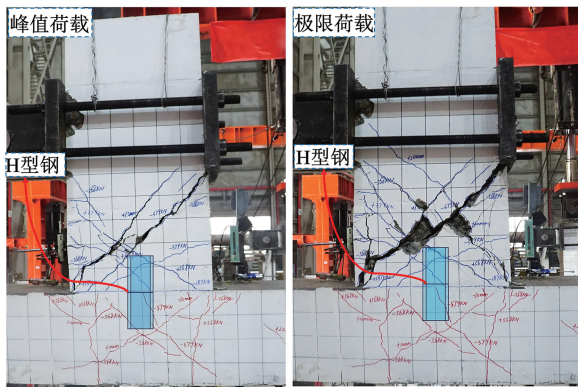
Fig. 4 Test setup



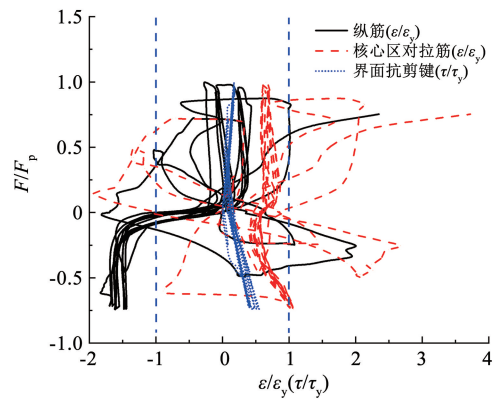
(a) RC-L0-S15 裂缝分布



(b) RC-L0-S15 应变分布



(c) RC-L150-S15 裂缝分布



(d) RC-L150-S15 应变分布

图 5 节点破坏形态

Fig. 5 Failure mode of joints

试件 RC-L150-S15 为钢筋连接器附加抗剪键连接节点,试件仍发生 RC 楼板弯剪破坏,并伴随节点核心区屈服剪切破坏,其破坏模式与 RC-L0-S15 基本一致,见图 5(c)。SC 墙中钢板应力较低,且 H 型钢剪应力仅为 100 MPa,见图 5(d)。增设抗剪键使得主斜裂缝位置距离结合面略向上偏移,其主要破坏特征仍为 RC 楼板根部区域的对角斜裂缝,并伴随核心区混凝土细微斜裂缝和对拉筋的屈服,上述结果表明,加载端与楼板根部的对压杆为主要传力

破坏路径,抗剪键设置对该节点的破坏模式不具控制作用。

2.2 荷载-位移曲线

图 6 为节点试件荷载-位移曲线及荷载-转角关系曲线,转角 θ 为 RC 楼板端位移与净跨 700 mm 的比值。表 3 统计了试件屈服荷载、峰值荷载、极限荷载及之对应的位移特征值。其中,屈服荷载由能量法计算所得;极限荷载、极限位移为承载力下降到峰值荷载 85% 对应的荷载和位移;延性系数为极限

位移与屈服位移之比。

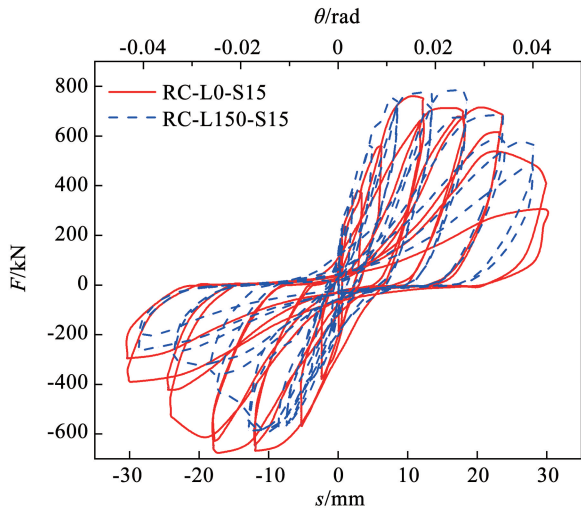


图 6 荷载-位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curve

表 3 SC 墙-RC 楼板连接节点试验与有限元分析结果

Tab. 3 Test and FEA results of SC wall-RC slab connection joint

试件编号	加载方向	试验							有限元分析			
		屈服荷载/	屈服位移/	峰值荷载/	峰值位移/	极限荷载/	极限位移/	延性	破坏模式	$F_{p,FEM}/$	$\Delta_{p,FEM}/$	破坏模式
		kN	mm	kN	mm	kN	mm			$F_{p,test}$	$\Delta_{p,test}$	
RC-L0-S15	正向	628.77	6.72	754.20	9.86	641.07	24.65	3.67	RC 楼板	1.01	1.32	RC 楼板
	反向	568.27	5.26	676.43	17.12	574.97	21.92	4.17	弯剪破坏	1.09	0.67	弯剪破坏
RC-L150-S15	正向	656.79	5.67	783.03	17.22	665.58	23.69	4.18	RC 楼板	1.06	0.78	RC 楼板
	反向	479.70	5.08	585.25	12.86	497.46	15.26	3.01	弯剪破坏	1.39	0.63	弯剪破坏

注: $F_{p,test}$ 、 $F_{p,FEM}$ 分别为试验和有限元计算的峰值荷载, $\Delta_{p,test}$ 、 $\Delta_{p,FEM}$ 分别为试验和有限元计算的峰值位移。

3 有限元分析

为进一步研究 SC 墙-RC 楼板连接节点破坏机理, 采用 ABAQUS 软件对试验试件进行数值模拟。

3.1 材料本构及模型建立

1) 材料本构。混凝土选用混凝土损伤塑性模型 (简称“CDP 模型”) 模拟, 其本构关系采用

从图 6 看出, 2 种连接方式的节点试件延性良好, 延性系数均大于 4, 其滞回环整体呈反 S 型。试件破坏之前, 同级加载第二圈滞回环与第一圈滞回环相比损伤不明显, 刚度下降较小。破坏之后, 刚度退化逐渐显著, 承载力下降主要由于 RC 楼板弯剪破坏引起。

美国规范 AISC N690-18^[12] 对 SC 墙相关节点提出了“全强度连接”和“超强度连接”设计准则, “全强度连接”是基于所连接构件的强度, 要求节点设计强度大于 1.25 倍所连接构件的强度, 则破坏首先发生在所连接构件上。SC 墙-RC 楼板连接节点应优先采用“全强度连接”设计准则, 节点核心区 and 结合面强度应大于构件强度。试验结果中节点塑性铰破坏均为 RC 楼板, 说明钢筋连接器连接和相关构造可满足实现“全强度连接”。

GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[13] 附录 C.2 的单轴应力应变曲线, 轴心抗压强度 f_{ck} 为 34.80 MPa。钢板、型钢、栓钉等钢材均采用双折线弹塑性模型, 考虑试验试件均发生 RC 楼板弯剪破坏, RC 楼板纵筋均采用随动强化弹塑性硬化本构, 其应力-应变关系见图 7。

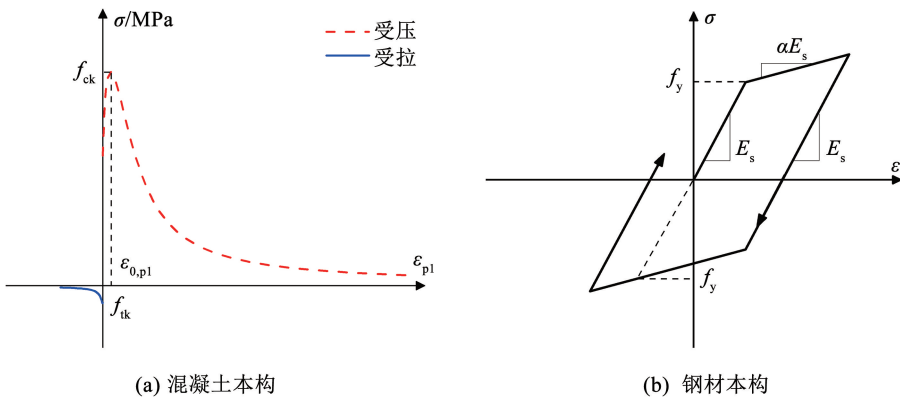


图 7 材料本构关系

Fig. 7 Constitutional relationship of materials

2) 单元类型和网格划分。结合钢板和混凝土的截面尺寸大小关系,采用实体单元 C3D8R 模拟混凝土受力行为,钢板和型钢采用壳单元 SR4 进行模拟,纵筋、对拉筋及栓钉均采用梁单元 B31 进行模拟,钢板与混凝土网格尺寸为 25 mm。

3) 接触关系与边界条件。SC 墙在循环荷载作用下,钢板与混凝土之间可能出现相对位移,钢板可约束混凝土变形,钢板与楼板混凝土采用“penalty”函数定义摩擦接触,切向摩擦系数采用 0.64^[18],法向定义硬接触。纵筋、对拉筋及栓钉与混凝土之间采用“Embedded”嵌入约束。提供边界约束或荷载的钢垫板与混凝土之间采用“Tie”绑定约束。为保证节点有限元模型与试验边界条件保持一致,在 SC 墙顶部定义参考点 RP₂,通过参考点 RP₂施加轴压,在 SC 墙底部定义参考点 RP₃施加铰接约束。在 RC 楼板加载端中心定义参考点 RP₁,并与楼板两侧钢垫板进行耦合。有限元加载制度与试验循环加载制度相同,见图 4(a)。

3.2 荷载-位移曲线对比分析

图 9 为 2 个节点试件有限元计算荷载-位移曲线的骨架曲线与试验对比结果。表 3 统计了所有试件计算特征值的对比结果,包括峰值荷载、峰值位移及破坏模式。可得到以下结论:

1) 试件的有限元计算骨架曲线与试验曲线具有明显的上升段、下降段特征。无论是整体趋势,还是峰值承载力,都显示出良好的一致性,尤其在正向加载段的吻合度较高。峰值荷载计算值与试验值的平均比值为 1.14,结果表明:表明模型的承载力计算精度整体较好,但在反方向加载时峰值荷载计算值明显高于试验值,原因在于有限元模型中混凝土裂缝开裂后会重新闭合,无法使用 CDP 模型中拉压刚度恢复系数精确考虑混凝土裂缝。

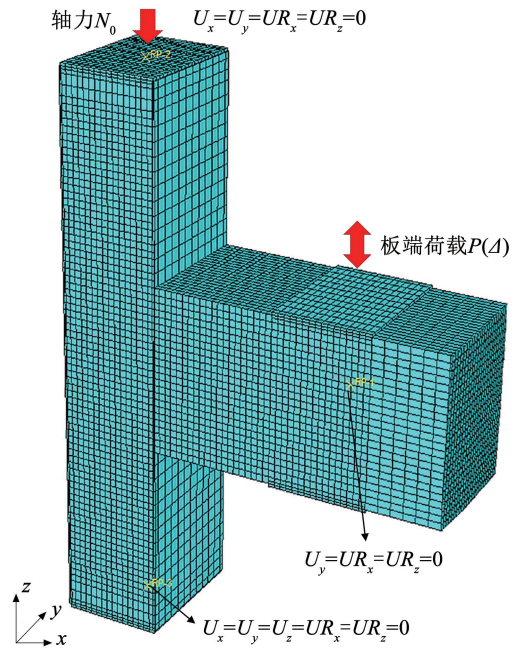


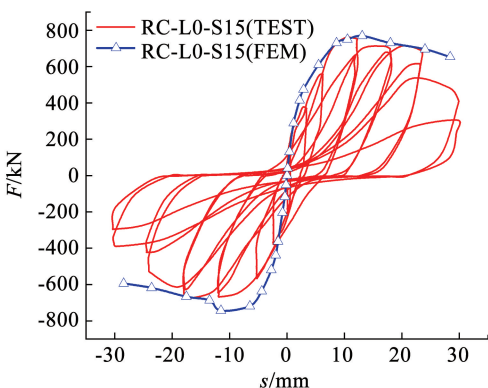
图 8 网格划分和边界条件

Fig. 8 Mesh and boundary condition

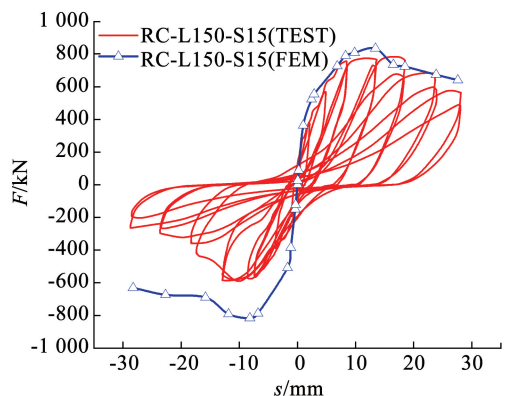
2) 峰值位移计算值与试验值的平均比值为 0.85,计算表明试件峰值位移试验值比计算值略高,差异来源于两个方面:一是有限元模型对试件的自由度限制比试验更为严格,一般有限元分析的计算刚度高于试验结果,峰值位移低于试验值;另一方面,低周往复试验中试件混凝土内部积累的裂缝、剥落,加大了试件的变形,而有限元模型无法模拟开裂混凝土单元删除,导致试验的峰值位移更大。

3.3 破坏模式对比分析

图 10 给出了 2 个节点试件在峰值荷载下的最大主拉塑性应变、最大主压塑性应变及 Mises 应力云图。最大主拉塑性应变云图可反映混凝土裂缝的分布模式,拉应变越大的区域代表裂缝越宽;最大主压塑性应变云图可反映混凝土最小主应变达到压碎应变时试件对应的状态。Mises 应力云图可反映钢板、钢筋是否达到屈服水平。



(a) RC-L0-S15



(b) RC-L150-S15

图 9 骨架曲线对比

Fig. 9 Comparison of skeleton curves

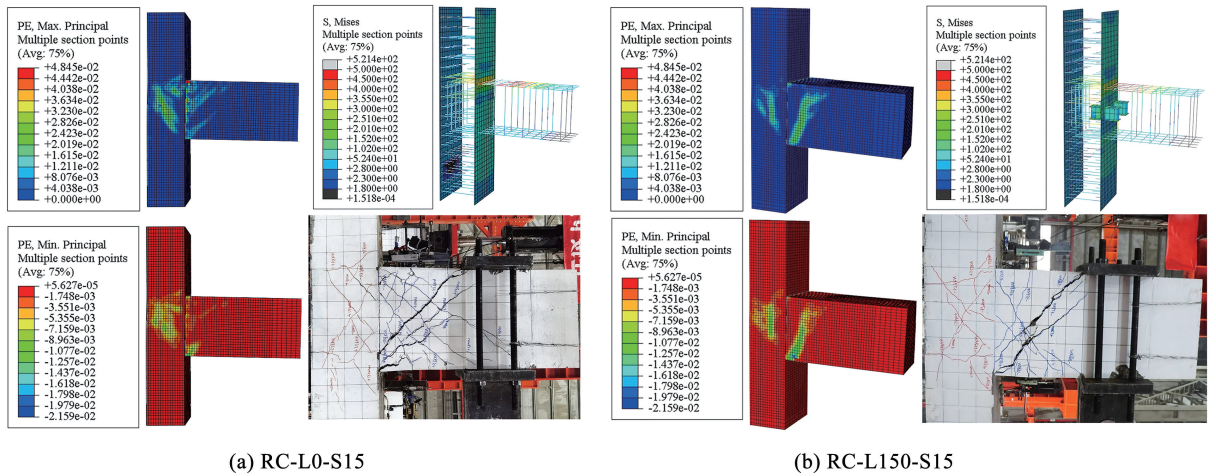


图 10 破坏模式对比

Fig. 10 Comparison of failure mode

试件 RC-L0-S15 为无抗剪键的钢筋连接器连接节点。由图 10(a) 可知, 峰值荷载下楼板根部纵筋屈服、楼板根部混凝土出现竖线和斜向裂纹, RC 楼板混凝土出现斜裂缝, 属于 RC 楼板弯剪破坏模式。随着楼板变形的增大, 在极限荷载下, 节点核心区混凝土出现一定数量的斜裂缝, 且核心区对拉筋发生屈服, 随着荷载的下降, 核心区斜裂缝不再继续开展, 说明承载力下降主要由 RC 楼板弯剪破坏引起, 表明试件模拟与试验具有较好一致性。

试件 RC-L150-S15 为采用 H 型钢抗剪键的钢筋连接器连接节点。峰值荷载下节点核心区和楼板根部混凝土出现明显的斜向裂纹, 核心区对拉筋发生屈服, 其应力达 404 MPa, 节点核心区达到屈服水平。其中, H 型钢抗剪键应力仅为 100 MPa 左右, 未发生屈服, 与试验中剪应力测试非常接近。随着楼板变形的增大, 在极限荷载下 RC 楼板斜裂缝更为显著, 楼板靠近根部的对拉筋发生屈服, 对拉筋应力为 421 MPa, 斜裂纹发生贯通, 图 10(b) 中主压应变集中区域验证了主要传力路径为加载端至楼板根部的斜压杆区域。随荷载的下降, 核心区斜裂缝不再继续开展, 说明节点承载力下降主要由楼板破坏引起, 与试验吻合良好。

3.4 核心区对拉筋含钢率的影响

SC 墙-RC 楼板连接节点中墙与楼板之间连接方式、核心区抗剪性能是研究该节点的关键问题。由试验和有限元结果可知, 钢筋连接器或附加抗剪键连接的力学性能基本满足要求, 而核心区为抗剪薄弱区域, 因此有必要对核心区对拉筋体积含钢率展开参数分析。选取 RC-L150-S15 为基准试件, 对拉筋间距, 加载剪跨比保持不变, 通过改变对拉筋直径开展分析, 当对拉筋直径为 8、12、16、20 mm 时, 核心区对拉筋体积含钢率 ρ_{sv} 分别为 0.26%、

0.59%、1.06%、1.65%。

图 11 为核心区对拉筋体积含钢率 ρ_{sv} 的影响分析结果。当 ρ_{sv} 从 0.26% 增大到 0.59%、1.06%、1.65% 时, 试件承载力分别提高 1.96%、5.43%、6.93%, 节点破坏仍为 RC 楼板弯剪破坏, 主要特征为 RC 楼板出现斜裂缝、纵筋屈服。其中, ρ_{sv} 仅在 0.26% 下核心区对拉筋发生屈服, 其余有限元试件在峰值荷载下核心区对拉筋没有出现屈服。上述分析分析表明, 当加载剪跨比均为 1.50 时, 节点核心区 ρ_{sv} 在 0.59% 及以上时才能保证节点核心区不发生剪切屈服破坏, 实现节点“全强度连接”设计准则。

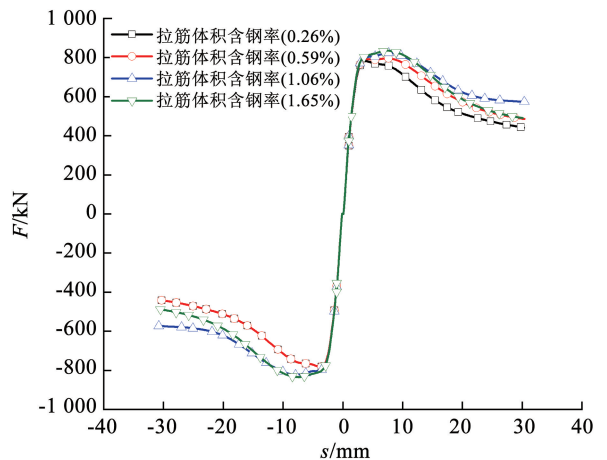


图 11 核心区对拉筋体积含钢率的影响

Fig. 11 Effect of volumetric steel ratio of the tie-bar in the core zone

4 结 论

1) 节点低周往复加载试验中, 钢筋连接器连接试件 RC-L0-S15 发生了 RC 楼板弯剪破坏, 钢筋连接器附加型钢抗剪键连接试件 RC-L150-S15 的承载力略高, H 型钢使得斜裂缝位置离结合面略远, 仍发生 RC 楼板弯剪破坏。结果表明 SC 墙-RC 楼板连

接节点在剪跨比 1.5 下,节点传力破坏路径主要为加载端至楼板根部的斜压杆区域,节点结合面不配置抗剪键仍满足节点结合面抗剪要求。

2) 试验过程中,直螺纹钢筋套筒无滑脱、未发生钢筋或焊缝拉断,节点延性系数均大于 4,表明钢筋连接器连接的传力性能良好,SC 墙内锚固钢筋和钢板传力均衡,钢筋连接器连接可作为 SC 墙-RC 楼板连接节点的有效连接方式。

3) 通过 ABAQUS 建立并验证了有限元模型的准确性,峰值荷载下试验和有限元模型试件均发生了节点核心区剪切屈服破坏,对拉筋发生屈服且核心区出现斜裂缝,表明该节点核心区属于薄弱区域。

4) 通过对节点核心区对拉筋体积含钢率 ρ_{sv} 进行参数拓展分析,结果表明,当要满足“全强度连接”设计准则,加载剪跨比 1.5 下,节点 ρ_{sv} 应保证不低于 0.59% 才能避免节点核心区剪切破坏。

参考文献

[1] ZHAO Weiyi, GUO Quanquan, HUANG Zeyu, et al. Hysteretic model for steel-concrete composite shear walls subjected to in-plane cyclic loading[J]. *Engineering Structures*, 2016, 106: 461. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.10.031

[2] 潘蓉, 吴婧妹, 张心斌. 钢板混凝土结构在核电工程中的应用的发展状况[J]. *工业建筑*, 2014, 44(12): 1
PAN Rong, WU Jingshu, ZHANG Xinbin. Application and development of steel plate reinforced concrete structure in nuclear power engineering[J]. *Industrial Construction*, 2014, 44(12): 1. DOI: 10.13204/j.gyjz201412001

[3] 冯芝茂, 蔡利建, 杨建华. 中美日核电厂规范钢板混凝土构件面外受剪承载力计算对比[J]. *建筑结构*, 2022, 52(13): 48
FENG Zhimao, CAI Lijian, YANG Jianhua. Calculation and comparison on out-of-plane shear bearing capacity of steel plate concrete component using Chinese, American, Japanese codes for nuclear facilities[J]. *Building Structure*, 2022, 52(13): 48. DOI: 10.19701/j.jzjg.20200974

[4] 徐曼. 核电站结构模块化技术概论[C]//2021 年工业建筑学术交流会议论文集(下册). 北京: 中冶建筑研究总院有限公司, 2021: 343
XU Man. Introduction to modular technology in nuclear power plant structures [C]//Proceedings of the 2021 Industrial Architecture Academic Exchange Conference (Volume II). Beijing: China Metallurgical Construction Research Institute Co. Ltd., 2021: 343. DOI: 10.26914/c.cnkihy.2021.045692

[5] 平川啓司, 古和田明, 秋田昇道, 等. 鋼板コンクリ. ト構造に関する実験的研究, その 37 壁床接合部実験(実験計画と実験概要)[C]// 日本建築學會大會學術講演梗概集. 東京: 日本建築學會, 1999: 1255
HIRAKAWA K, KOWADA A, AKITA N, et al. Experimental study on steel plate-concrete composite structures, part 37: experiments on wall-slab joints (experimental plan and summary) [C]// Proceedings of the Architectural Institute of Japan Annual Meeting. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1999: 1255

[6] 持田哲雄, 北野剛人, 秋田昇道, 等. ト構造に関する実験的研究, その 38 壁床接合部実験(接合部のせん断力傳達構造)[C]// 日本建築學會大會學術講演梗概集. 東京: 日本建築學

會, 1999: 1257
MOCHIDA T, KITANO T, AKITA N, et al. Experimental study on steel plate concrete structures, part 38: experiments on wall-slab joints (structural analysis of joint shear force transmission) [C]// Proceedings of the Architectural Institute of Japan Annual Meeting. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1999: 1257

[7] 乗物丈巳, 北野剛人, 秋田昇道, 等. 鋼板コンクリ. ト構造に関する実験的研究, その 39 壁床接合部実験(床端部の固定度)[C]// 日本建築學會大會學術講演梗概集. 東京: 日本建築學會, 1999: 1259
NORIMONO T, KITANO T, AKITA N, et al. Experimental study on steel plate concrete structures, part 39: experiments on wall-slab joints (fixity of slab ends) [C]// Proceedings of the Architectural Institute of Japan Annual Meeting. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 1999: 1259

[8] Technical guidelines for aseismic design of steel plate reinforced concrete structures-buildings and structures: JEAG 4618—2009 [S]. Tokyo: Japan Electric Association Nuclear Standards Committee, 2009

[9] Specification for safety-related steel plate concrete structures for nuclear facilities: KEPIC-SNG [S]. Seoul: Korea Electric Association Structural Committee, 2010

[10] LEE K J, HWANG K M, HAHM K W, et al. Shear strength of joints between reinforced concrete slabs and steel-plate-concrete walls [J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and buildings*, 2018, 171(10): 739. DOI:10.1680/jstbu.16.00138

[11] 核电站钢板混凝土结构技术标准: GB/T 51340—2018 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2018
Technical standard for steel plate concrete structures of nuclear power plants: GB/T 51340—2018 [S]. Beijing: China Plan Press, 2018

[12] Specification for safety-related steel structures for nuclear facilities: ANSI/AISC N690-18 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction (AISC), 2018

[13] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015
Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015

[14] 钢筋机械连接技术规程: JGJ 107—2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016
Reinforcement mechanical connection technical specification: JGJ 107—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016

[15] 肖南, 李莎, 赵文争. 钢结构柱脚抗剪键抗剪承载力计算[J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(7): 86
XIAO Nan, LI Sha, ZHAO Wenzheng. Calculation of shear capacity of shear connector in steel column base [J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(7): 86. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2010.07.011

[16] 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

[17] 建筑抗震试验规程: JGJ/T 101—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015
Specification for seismic test of buildings: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015

[18] SEO J, VARMA A H. Behavior and design of steel-plate composite wall-to-wall corner or L-joints [J]. *Nuclear Engineering and Design*, 2017, 323: 317. DOI: 10.1016/j.nucengdes.2017.04.008