黄磊,杜君子,李达,等.模块化混凝土墙板竖向连接抗震性能试验研究[J].地震工程学报,2027,49(1):85-93.DOI:10.20000/j.1000-0844.20241211001

Huang Lei, Du Junzi, Li Da, et al. Experimental study on the seismic performance of vertical connections in modular concrete wall panels[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2027, 49(1): 85-93. DOI: 10.20000/j.1000-0844.20241211001

模块化混凝土墙板竖向连接抗震性能试验研究

黄 磊[1], 杜君子[1], 李 达[1], 王泽龙[2], 谢骁蒙[3], 李 杰[4,5]

(1. 中建三局集团(深圳)有限公司,广东 深圳 518131;
2. 匠臣房屋制造(珠海市横琴)有限公司,广东 珠海 519031;
3. 上海结奕建筑科技有限公司,上海 201311;
4. 上海杉达学院 工程学院,上海 201209;
5. 同济大学 土木工程学院,上海 200092)

摘要: 为探究模块化混凝土墙板竖向节点抗震性能,设计整体浇筑、穿筋浆锚、螺栓连接三类竖向连接试件开展低周往复加载试验,从破坏模式、耗能、刚度与强度退化、延性等多维度对比抗震指标。结果表明:整体浇筑与穿筋浆锚试件裂缝沿墙板角部向对角线发展,底部混凝土损伤严重;螺栓连接试件损伤集中于墙板与楼板交界面。三类试件耗能性能优良,等效黏滞阻尼比均高于0.1;整体浇筑与穿筋浆锚试件位移延性系数约1.3,螺栓连接延性系数达2.1以上;穿筋浆锚与整体浇筑试件刚度退化趋势、刚度数值相近,螺栓连接整体刚度更低;屈服前各组试件强度退化规律基本一致,峰值荷载后螺栓连接强度退化更平缓,竖向抗损伤性能更优。

关键词: 模块化混凝土;墙板竖向连接;破坏形态;抗震性能

中图分类号: TU398^{+}.9 **文献标志码**: A **文章编号**: 1000-0844(2027)01-0085-09

DOI:10.20000/j.1000-0844.20241211001

Experimental study on the seismic performance of vertical connections in modular concrete wall panels

Huang Lei[1], Du Junzi[1], Li Da[1], Wang Zelong[2], Xie Xiaomeng[3], Li Jie[4,5]

(*1. China Construction Third Engineering Bureau (Shenzhen) Co., Ltd., Shenzhen 518131, Guangdong, China;*
2. Jiangchen House Manufacturing (Hengqin, Zhuhai City) Co., Ltd., Zhuhai 519031, Guangdong, China;
3. Shanghai Jieyi Architectural Technology Co., Ltd., Shanghai 201311, China;
4. College of Engineering, Sanda University, Shanghai 201209, China;
5. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of vertical connections in modular concrete wall panels, three types of vertical connections were designed: monolithic casting, grouted anchor with through-bar connection, and bolted connection. Low-cycle reversed loading tests were conducted to systematically evaluate their failure modes, energy dissipation, stiffness degradation, and strength

收稿日期:2024-12-11

第一作者简介:黄 磊(1992-),男,高级工程师,主要从事装配式结构抗震性能方面的研究。E-mail: 529393091@qq.com。

degradation. The results indicate that the monolithic and grouted anchor specimens developed cracks propagating from the corners toward the diagonals, accompanied by severe concrete damage at the bottom, whereas the bolted specimens sustained the most extensive damage at the slab-wall interface. All specimens exhibited excellent energy dissipation capacity regardless of connection type, with equivalent viscous damping ratios exceeding 0.1. The displacement ductility coefficients of the monolithic and grouted anchor specimens were approximately 1.3 in both the forward and reverse directions, whereas those of the bolted specimens exceeded 2.1. The stiffness degradation behavior of the grouted anchor specimens closely resembled that of the monolithic specimens, with comparable stiffness values, whereas the bolted specimens exhibited notably lower stiffness. Before yielding, the strength degradation trends were similar across all three connection types; however, beyond the ultimate bearing capacity, the bolted specimens degraded at a slower rate, suggesting that bolted vertical connections in modular concrete wall panels offer favorable damage resistance.

Keywords: modular concrete; vertical connections of wall panels; failure mode; seismic performance

0 引言

在“双碳”战略目标持续推进的背景下,我国建筑业面临劳动力老龄化、用工缺口扩大、人工成本逐年攀升等多重现实问题,传统现浇建造模式的粗放式发展弊端日益凸显,推动建筑行业工业化、装配化转型升级已成为必然趋势[1-2]。模块化建筑是一种高度集成化的预制建造体系,该建造模式以标准化房间模块为基本单元,通过工厂自动化设备完成构件预制生产,再运输至施工现场进行拼装成型[3-5]。相较于传统施工方式,模块化建筑具备施工速度快、建造效率高、进度可控性强、现场作业人员少、施工环境污染小等优势[6-8],目前已在低层建筑中得到广泛应用,并在澳大利亚、新加坡、美国等劳动力成本高、住房供需紧张的国家形成规模化发展趋势[9-10]。

在装配式建筑结构体系快速迭代发展的过程中,预制构件之间的连接构造成为制约结构整体性能的关键技术难题[11]。节点连接的力学性能、变形特性与抗震能力直接决定装配式建筑的整体稳定性、承载能力与使用安全性,是装配式结构研究的核心重点。现阶段国内外学者针对模块化建筑节点连接开展了大量研究。刘仲洋等[12]研发了一种基于单边螺栓与内套筒的模块化钢结构连接节点;刘燕等[13]提出新型自锁-可解锁式钢结构模块连接构造,并通过数值模拟完成节点抗震性能参数分析。邓恩峰等[14]设计了全装配可吊装模块化钢结构节点,系统探究节点受剪性能、破坏模式、传力机制与极限承载力计算方法。王关朝等[15]提出新型承插式对穿螺栓柱-柱连接节点,通过弯剪试验揭示节点在复合受力状态下的力学响应、破坏特征与弯矩-转角变化规律。李铭瑜等[16]研发模块化内套筒连接节点,通过静力与拟静力试验开展承载力分析,建立了对应的节点恢复力计算模型。

现有模块化连接相关研究多聚焦于中低层模块化钢结构体系,针对高层混凝土模块化建筑节点连接的专项研究较为匮乏,目前工程设计中大多沿用常规装配式混凝土结构的连接设计方法[17]。针对装配式混凝土墙板节点性能,国内学者已开展部分基础性研究。赵智超[18]依托ABAQUS有限元数值模拟,对比现浇节点力学性能,验证了H型钢连接与牛腿连接两种新型装配式剪力墙-楼板干式节点的可行性与合理性。马少春等[19]开展套筒连接陶粒混凝土复合墙板节点抗震试验,研究表明套筒连接构造可在保证构件耗能能力的基础上,有效提升装配节点的整体刚度与灾后可恢复性能。熊峰等[20]建立螺栓连接节点拉剪耦合本构模型,提出三自由度非线性弹簧简化分析方法,构建了适配螺栓连接装配式墙板体系的“非等同现浇”抗震设计理论。

钢筋混凝土剪力墙模块凭借承载力高、抗火性能优异、侧向刚度大等优势,在高层建筑装配化建造中具备极大的应用潜力[21]。模块化混凝土墙板竖向连接需同时实现轴力传递、弯矩协调与结构变形协调的多重功能,其抗震性能直接决定整体结构的受力连续性与整体稳定性。基于现有研究的不足,本文设计整体浇筑、穿筋浆锚连接、螺栓连接三种不同构造形式的模块化混凝土墙板竖向连接试

件，通过低周往复加载试验系统探究不同连接节点的破坏形态、变形延性、刚度退化、承载力退化及能量耗散等抗震性能演化规律，旨在为高层模块化混凝土墙板连接节点的优化设计与工程推广提供理论依据与技术支撑。

1　试验概况

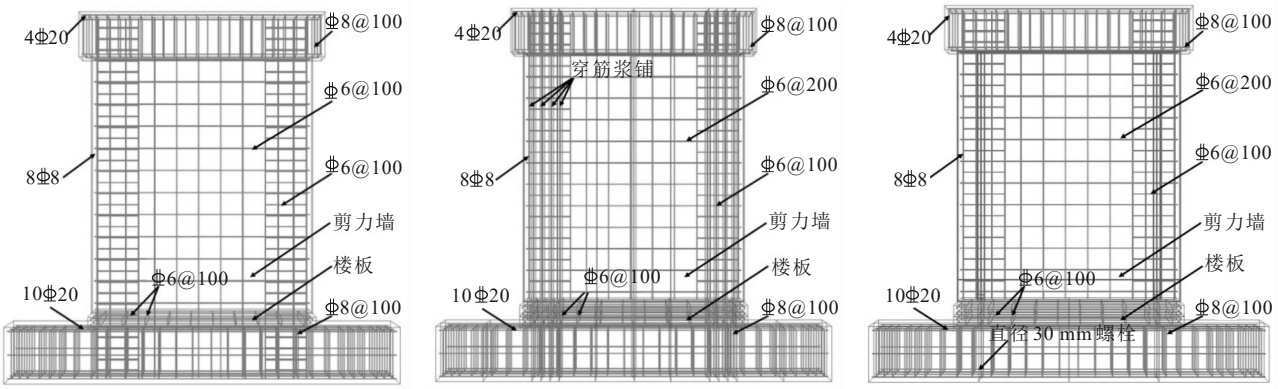
1.1　试件设计

本次试验设计3种不同连接形式的模块化混凝土墙板竖向拼接节点，分别为整体浇筑节点（S1）、穿筋浆锚连接节点（S2）与螺栓连接节点（S3）。各试件均设置顶部加载梁与底部固定地梁，其中试件S1总高度为3 300 mm，有效墙身高度为2 300 mm；试件S2、S3总高度统一为3 400 mm，有效墙身高度同样为2 300 mm。所有试件墙身厚度、楼板厚度均取100 mm。

依据《高层建筑混凝土结构技术规程（JGJ 3—2010）》[22]，抗震等级一级（9度）、一级（8度）、二（三）级下的剪力墙轴压比分别不宜大于0.4、0.5、0.6；抗震等级一级（9度）、一级（6、7、8度）、二（三）级下的剪力墙，可在不设约束边缘构件的最大轴压比分别为0.1、0.2、0.3。综合规范要求与试验工况，本文试件统一取设计轴压比0.3，通过式（1）计算得到墙体竖向施加轴压力为1 600 kN。各试件详细构造形式如图1所示，主要设计参数汇总于表1。其中混凝土与钢筋材料强度取值均由本文1.2节材性试验实测得到。

$$n=\frac{N}{f_{ck}A_c+f_yA_s} \tag{1}$$

式中：N为地震作用下竖向荷载标准值；A_c为墙体混凝土截面面积；A_s为墙体钢材截面面积；f_{ck}为混凝土轴心抗压强度标准值；f_y为钢材屈服强度。



(a) 试件S1　(b) 试件S2　(c) 试件S3

图1　试件构造示意图（单位：mm）

Fig. 1　Schematic diagram of specimen configuration (unit: mm)

表1　试件设计参数

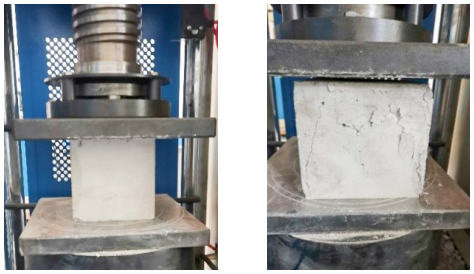
Table 1　Design parameters of specimens

试件编号	试件尺寸/mm			高宽比	宽厚比	设计轴压比		钢筋强度		
	墙高	宽	厚				直径	6 mm	8 mm	20 mm
S1	2 300	2 000	100	1.15	20	0.3	屈服强度 f_y/MPa	453.4	504.8	448.4
S2	2 300	2 000	100	1.15	20	0.3	极限强度 f_u/MPa	655.1	708.3	631.8
S3	2 300	2 000	100	1.15	20	0.3	弹性模量 E_a/MPa	256 993	2 249 801	2 225 984

1.2　材性试验

预制混凝土与后浇混凝土强度均为C40，灌浆料强度为C60，材性试验基于《混凝土物理力学性能试验方法标准（GB/T 50081—2019）》[23]开展。预留3块尺寸为150 mm（长）×150 mm（宽）×150 mm（高）的试块以测量混凝土抗压强度f_{cu}。灌浆料预留3块尺寸为40 mm（长）×40 mm（宽）×160 mm（高）试块分别测量灌浆料抗压强度f_{cu}和抗折强度f_{cf}，分别如图2、图3所示。实测预制混凝土立方体抗压强度为43.8 MPa，后浇混凝土立方体抗压强度为44.1 MPa，灌浆料抗压强度为71.8 MPa，抗折强度为10.53 MPa。

钢材的材料性能试验依据《金属材料拉伸试验第1部分：室温试验方法（GB/T 228.1—2021）》[24]



(a) 加载 (b) 破坏

图 2 混凝土标准试块加载及破坏形态图

Fig. 2 Loading and failure modes of standard concrete specimens



(a) 抗折 (b) 抗压

图 3 灌浆料试块加载及破坏形态图

Fig. 3 Loading and failure modes of grout specimens

开展，试验如图 4 所示。不同直径钢筋各特征参数如表 1 所列。



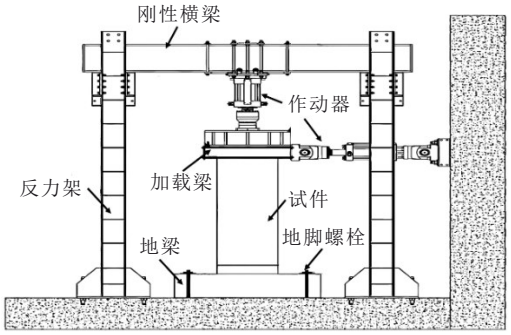
图 4 钢材拉伸试验

Fig. 4 Tensile test of steel

1.3 加载制度

试验在同济大学建筑结构试验室开展，加载梁上部设置竖向千斤顶施加竖向轴压力。采用 4 根拉杆架箍住加载梁以形成刚性加载横梁，使得墙体能够受到均布荷载，并保证理想的边界条件。随后，将水平作动器与四根拉杆通过高强螺栓连接，基础梁通过地脚螺栓与地面连接，并设置水平限位梁，如图 5 所示。

按照《建筑抗震试验方法规程(JGJ/T 101—2015)》[25]，本试验水平加载全程采用位移控制制度。试件屈服前，水平位移加载级差为 0.5 mm；构



(a) 加载示意图



(b) 加载实景

图 5 试验加载装置图

Fig. 5 Test loading setup

件出现开裂后，将加载级差调整为 1 mm，每级位移循环加载 1 次。以试件两侧钢翼缘底部进入屈服状态作为整体屈服判定依据，并取对应位移为试件屈服位移。屈服后以 0.5 倍屈服位移为加载增量，每级位移往复循环 3 次。当试件无法维持额定竖向轴压力、水平承载力衰减至峰值荷载的 85% 以下，或层间位移角超过 1/25 时，判定试件达到破坏标准，终止试验[26]。

2 试验结果及分析

2.1 试验现象

试件 S1 在竖向轴压及预加载阶段墙体表面完好，未观测到新生裂缝；其北侧墙体半高处初始存在两条水平裂缝与两条斜裂缝，加载前期裂缝形态无明显发展。

负向位移加载至 −2.49 mm 时，墙体半高处新增 3 条水平裂缝；正向位移达到 2.74 mm 左右，该高度处产生首条斜裂缝；负向位移至 −4.46 mm 时，墙体半高处再新增 1 条水平裂缝。当正向位移加载至 6.66 mm 时，墙体东侧墙角发育两条水平裂缝与两条斜裂缝，裂缝最大宽度达 0.14 mm；负向位移至 −9.13 mm 时，西侧墙角出现 4 条水平裂缝、两条斜裂缝，最大裂缝宽度同样为 0.14 mm。位移加载至 10.12 mm 时，墙体两侧墙角密布多条水平及斜向裂

缝，最大裂缝宽度扩展至 0.2 mm；负向位移达到－12.12 mm时，两侧墙角持续新生裂缝，墙身纵向钢筋应变达到屈服应变，试验转入屈服后位移控制加载阶段。

屈服后以 0.5 倍屈服位移为增量逐级加载，每级循环 3 次。1 倍Δ_y（屈服位移，下文同）加载阶段，墙角新增 1 条斜裂缝，原有斜裂缝持续延伸贯通，形成宽度 0.58 mm 的主斜裂缝；加载至 1.5 倍Δ_y时，墙体角部混凝土发生压溃剥落，左下角钢筋大面积外露。随循环次数持续增加，墙体混凝土压碎区域不断扩大，试件水平承载力降至峰值荷载的 85% 以下，试验终止。试件 S1 完整破坏演化过程如图 6 所示。

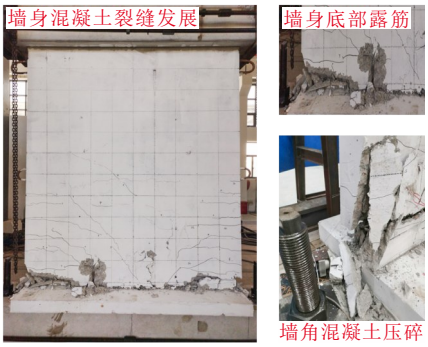


图 6　试件 S1 最终破坏形态

Fig. 6　Final failure mode of specimen S1

试件 S2 墙身无初始裂缝，在竖向荷载施加及预加载阶段墙体保持完好，未产生新生裂缝。当水平位移加载至 10.64 mm时，试件东侧墙根位置先后出现 1 条竖向裂缝与 3 条斜向裂缝，同时墙身纵向钢筋达到屈服应变，试验正式进入屈服后位移控制加载阶段。

屈服加载阶段以Δ_y为位移增量，每级位移循环加载 3 次。在 1 倍Δ_y加载过程中，墙体角部新增 1 条斜裂缝，既有斜裂缝持续斜向延伸扩展；加载至 1.5 倍Δ_y时，墙角密集发育多条斜裂缝，墙体中部同时出现大量水平与斜向裂缝，加载过程中试件内部出现明显受力声响，原有斜裂缝最大宽度扩展至 0.2 mm。当加载至 2 倍Δ_y时，墙体中部继续萌生多条竖向裂缝与斜裂缝，斜向主裂缝宽度显著增大。随着加载循环持续进行，试件损伤不断累积，水平承载力衰减至峰值承载力的 85% 以下，试验终止。试件 S2 全过程破坏形态如图 7 所示。

试件 S3 墙体及楼板无初始裂缝。负向位移加载至－2.64 mm时，楼板西侧板面产生首条斜裂缝；

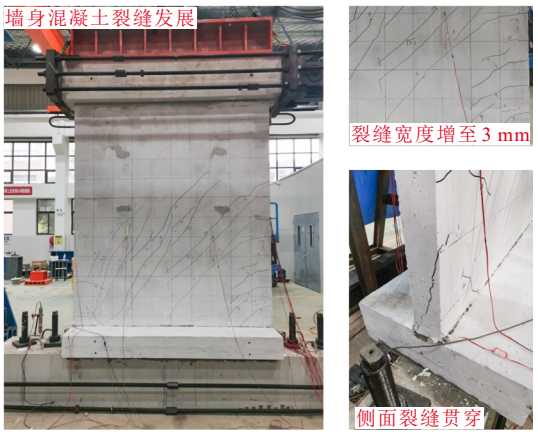


图 7　试件 S2 最终破坏形态

Fig. 7　Final failure mode of specimen S2

负向位移约－5.27 mm时，楼板西侧板面新增 1 条斜裂缝，板侧同步出现 4 条竖向裂缝，表层混凝土发生起皮翘曲；正向位移加载至 6.14 mm时，楼板东侧板面萌生 1 条斜裂缝；负向位移达到－9.75 mm 时，西侧楼板再次新增斜裂缝，同时墙身纵向钢筋应变达到屈服值，试验切换为屈服后位移控制加载模式。

屈服后以 0.5 倍屈服位移Δ_y为增量分级加载，每级位移循环 3 次。加载至 1 倍Δ_y时，楼板东侧板面新增 2 条斜裂缝；1.5 倍Δ_y阶段，楼板西侧出现少量混凝土剥落；2.5 倍Δ_y加载下，楼板东、西侧板面分别新增 2 条、4 条斜裂缝，板侧新增 1 条竖向裂缝，墙板交界面相对滑移量达到 2.08 mm；加载至 3 倍Δ_y时，东侧板面原有裂缝持续延伸扩展，墙板滑移增至 5.04 mm，板侧新增竖向裂缝，局部混凝土向外鼓曲，楼板东侧边缘混凝土剥落；3.5 倍Δ_y阶段，楼板两侧板面各新增 1 条斜裂缝与 1 条竖向裂缝，西侧预埋金属波纹管底部和楼板产生 8 mm 相对错动；4 倍Δ_y加载过程中，墙体东侧新增两条竖向裂缝，墙根表层混凝土起皮，墙板界面滑移进一步发展至 8.75 mm；达到 4.5 倍Δ_y时，墙体东侧新增两条斜裂缝，西侧、东侧墙板滑移分别为 11.34 mm、7.37 mm，西侧波纹管与楼板底部错动 5 mm。

随加载循环持续累积损伤，试件混凝土剥落区域持续增多，叠合楼板间出现明显错动。水平承载力降至峰值荷载的 85% 以下，试验终止。试件 S3 全程损伤演化与破坏形态如图 8 所示。

试件 S1 墙体在整体浇筑连接的高整体性约束下，裂缝首先在墙高 0.5H 处呈水平-斜向交织并迅速贯穿，墙角受压区局部压碎后演化为典型剪-压破坏；试件 S2 采用穿筋浆锚连接，纵筋屈服后沿墙高

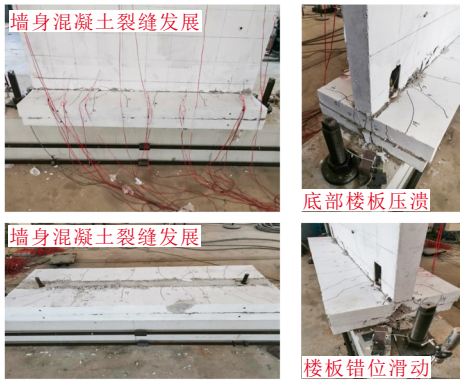


图 8　试件 S3 最终破坏形态

Fig. 8　Final failure mode of specimen S3

形成多列斜-水平裂缝，破坏时墙角侧面裂缝贯穿至正面，大块混凝土即将剥落；而试件 S3 采用螺栓连接方式，允许产生界面滑移，裂缝主要集中于楼板板面与墙体接口，楼板-墙体发生相对错动致破坏产生。

2.2　滞回曲线及骨架曲线

各试件的荷载-位移滞回曲线与骨架曲线分别如图 9 所示。其中，骨架曲线由各级加载首次循环的峰值点拟合得到。结合试验现象与曲线特征可知，3 组试件的滞回曲线均呈现典型弓形，存在显著捏缩效应。开裂前期，荷载与位移近似呈线性关系，滞回环包围面积较小，试件残余变形微弱，整体损伤程度较低。随着加载位移持续增大，试件进入弹塑性工作阶段，曲线非线性特征逐步凸显，滞回环面积显著增大，结构累积损伤不断加剧。其中，S1、S2 试件的损伤发展主要集中于墙身区域，而螺栓连接的 S3 试件损伤主要集中于楼板与墙体连接界面。加载后期，墙体裂缝持续扩展、混凝土压碎剥落、钢筋外露，同时钢筋与混凝土间产生滑移，进一步增大结构残余变形，加剧滞回曲线捏缩效果，试件整体损伤持续恶化。

不同竖向连接形式对试件承载性能与变形特性影响显著。整体浇筑试件 S1 与穿筋浆锚试件 S2 的初始刚度与峰值承载力明显高于螺栓连接试件 S3，说明浆锚连接可有效接近现浇整体受力性能，

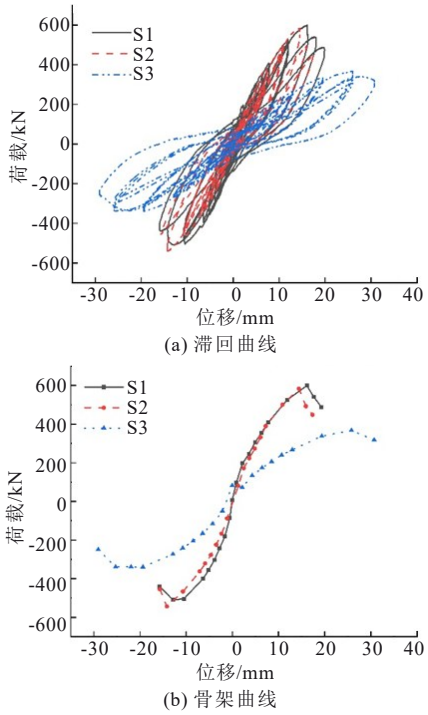


图 9　试件滞回曲线及骨架曲线

Fig. 9　Hysteretic curves and skeleton curves of specimens

结构整体性好、抗震承载能力更优。相比之下，S3 试件峰值承载力偏低，但极限变形更大、延性性能更优异。究其原因，S3 采用螺栓干式连接，结构整体性较弱，峰值荷载后节点界面产生明显滑移与错动变形[27]；但该连接方式具备一定变形松弛能力，构件间仍可维持较好的协同工作性能，使试件在大变形阶段仍能持续受力，承载力下降平缓。而 S1 整体现浇与 S2 穿筋浆锚连接整体整体性强，峰值荷载后一旦局部发生损伤，整体协同受力体系快速退化，因此骨架曲线峰值后下降速率更快、变形储备相对有限。

2.3　延性和耗能能力

构件的延性性能通常采用位移延性系数 μ_Δ 来衡量，计算公式为：$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$。式中：$\Delta_y$ 为构件屈服时的梁端位移，又称屈服位移，可利用能量等值法确定；Δ_u 为构件最大承载力下降至 85% 时梁端对应的位移，称为破坏位移。不同试件的延性如表 2 所列。

表 2　试件特征点位移荷载汇总表

Table 2　Summary of displacement and load at characteristic points of specimens

编号	正向					反向				
	P_y/mm	Δ_y/mm	P_u/mm	Δ_u/mm	μ_Δ	P_y/mm	Δ_y/mm	P_u/mm	Δ_u/mm	μ_Δ
S1	526.08	11.87	599.40	16.11	1.36	−504.67	−10.51	−509.77	−12.89	1.23
S2	501.10	10.89	583.97	14.44	1.33	−467.22	−10.70	−543.48	−14.20	1.33
S3	239.80	10.68	367.77	25.81	2.42	−273.36	−11.90	−339.13	−25.29	2.12

由表 5 计算结果可知，S1、S2 试件正反方向位移延性系数均稳定在 1.3 左右，而 S3 试件正反向位移延性系数均大于 2.1。对比结果表明，螺栓连接形式的模块化混凝土墙板竖向连接延性性能显著优于整体现浇与穿筋浆锚连接，结构在地震作用下具备更优异的变形能力与耗能储备，该结论与现有研究成果[26-27]相一致。究其机理，螺栓连接试件 S3 在破坏阶段节点界面产生明显滑移与错动，结构可产生较大塑性变形；而 S1、S2 试件为整体式连接，结构整体性强，构件损伤后快速丧失变形协调能力，塑性变形储备不足，延性系数相对偏小。

等效黏滞阻尼比是评价结构耗能能力的核心指标，数值越大，代表结构耗能减震性能越优异。本文依据图 10 中滞回曲线及式(2)计算各试件等效黏滞阻尼系数 h_e，所得阻尼系数分布如图 11 所示。试件极限承载力状态与破坏状态下的耗能指标列于表 3。

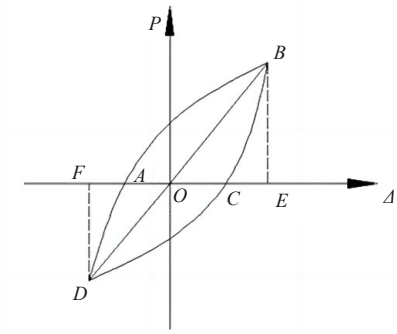


图 10　等效黏滞阻尼系数 h_e 计算示意图

Fig. 10　Schematic diagram for calculating the equivalent viscous damping coefficient h_e

$$h_e=\frac{1}{2\pi}\frac{(S_{ABC}+S_{ACF})}{(S_{OBD}+S_{OFE})} \tag{2}$$

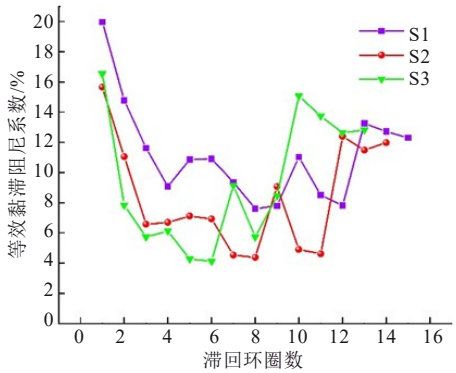


图 11　等效黏滞阻尼系数 h_e

Fig. 11　Equivalent viscous damping coefficient h_e

表 3　试件耗能指标

Table 3　Energy dissipation indicators of specimens

节点编号	极限承载力时		破坏时	
	滞回环面积 A/mm^2	黏滞阻尼系数 h_e	滞回环面积 A/mm^2	黏滞阻尼系数 h_e
S1	3 031.69	0.08	6 096.46	0.12
S2	2 771.27	0.09	5 691.42	0.12
S3	2 309.84	0.08	10 509.01	0.13

结合图表数据分析可得，各试件达到极限承载力时，滞回环包围面积与等效黏滞阻尼系数基本相近，说明加载峰值阶段，不同连接形式试件的耗能能力差异较小。试件达到破坏状态时，各试件等效黏滞阻尼系数依旧差距不大，但 S3 试件的滞回环面积显著大于 S1、S2 试件，滞回曲线形态更为饱满，趋近标准梭形，进一步验证螺栓连接节点具备更优越的塑性变形能力与耗能性能。整体而言，三种连接形式的模块化混凝土墙板竖向连接在极限荷载与破坏荷载作用下，均表现出良好的耗能性能。

2.4　刚度退化

本文依据文献[25]中的割线刚度法来剖析两个试件的刚度退化规律。割线刚度 K_i 计算方法参考式(3)，计算结果如图 12 所示。

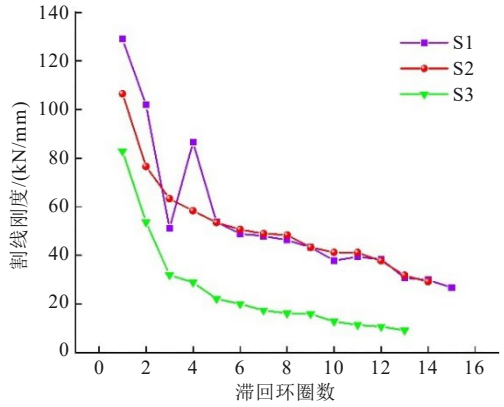


图 12　刚度退化

Fig. 12　Stiffness degeneration

$$K_i=\frac{|+F_i|+|-F_i|}{|+X_i|+|-X_i|} \tag{3}$$

式中：F_i 为第 i 次荷载峰值；X_i 为第 i 次位移峰值。

由图 12 可知，各试件刚度退化整体规律基本一致：加载初期试件割线刚度退化速率较快，进入加载中后期后，刚度退化趋势逐渐放缓，整体呈现先快后慢的典型退化特征。其中，试件 S1 在第 4 滞回循环时，出现了局部刚度突变现象，该异常源于试

验过程中位移计瞬时卡顿，导致实测位移数据短暂异常，而结构实际荷载仍持续增长，最终造成计算刚度短暂突变，并非结构真实力学响应。

对比3组试件的刚度演化规律可知，穿筋浆锚连接试件S2与整体现浇试件S1的刚度退化曲线重合度高、演化趋势一致，各加载阶段的割线刚度数值相近，说明浆锚连接的整体刚度性能可基本等效于现浇整体节点。相比之下，螺栓连接试件S3的整体刚度始终显著低于S1、S2试件，体现出干式螺栓连接节点刚度偏弱、变形偏大的受力特征。

2.5 强度退化

结构强度退化是指恒定位移幅值下，随着循环加载次数增加，试件承载力逐步衰减的力学现象，是评价结构地震损伤累积特性的重要指标。本文采用强度退化系数对该性能进行定量表征，依据式(4)计算得到各试件强度退化系数随加载进程的变化规律，结果如图13所示。

$$\eta=\frac{P_j^i}{P_j^{i-1}} \tag{4}$$

式中：P_j^{i-1}为位移荷载幅值为Δ_j时，第i-1次循环的峰值点荷载值；P_j^i为位移荷载幅值为Δ_j时，第i次循环的峰值点荷载值。

由图13可知，三组试件的强度退化系数η整体演化规律相近。试件屈服前，强度退化系数波动幅度相对较大，该阶段试件承载力仍处于持续增长状态；进入屈服阶段后，各级位移多次循环加载下的强度退化系数η变化趋于平稳，数值集中于0.8～1.5，表明连接构造形式对试件屈服后的强度退化特性影响较小。

越过极限承载力后，各试件强度退化特性出现明显差异：螺栓连接试件S3的强度退化系数衰减速率显著缓于整体浇筑试件S1与穿筋浆锚试件S2。由此可见，螺栓连接竖向节点在大变形阶段具有更优异的抗损伤累积能力，结构后期受力稳定性与抗损性能更好，延性储备更为突出。

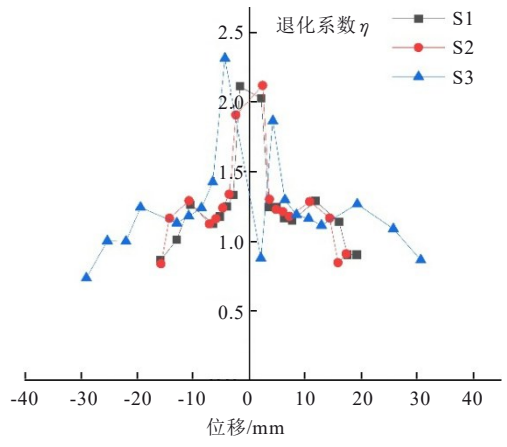


图13 强度退化

Fig. 13 Strength degradation

3 结论

基于模块化混凝土墙板竖向连接节点低周往复加载试验的全过程现象与数据指标分析，得出如下结论：

(1) 节点连接形式对试件破坏模式影响显著。整体浇筑试件S1、穿筋浆锚连接试件S2的裂缝由墙板角部沿对角线延伸发展，墙体底部混凝土发生严重压溃损伤；螺栓连接试件S3塑性损伤主要集中于墙板与楼板交界面位置。

(2) 螺栓连接节点变形延性显著优于整体现浇与穿筋浆锚连接构造。试件达到峰值承载力后，螺栓连接界面产生显著滑移、错动变形，可为结构提供充足塑性变形储备，延性性能突出。

(3) 穿筋浆锚连接试件的刚度、峰值承载力及耗能性能均与整体现浇试件接近，可较好实现等同现浇受力效果；螺栓连接试件的初始刚度与极限承载力低于现浇试件，但具备更优异的塑性耗能与变形持载能力。

参考文献(References)

[1] Ali J A, Pan W, Chen L, et al. A systemic exploration of drivers for and constraints on construction productivity enhancement [J]. Built Environment Project and Asset Management, 2018, 8(3): 239-252.

[2] Bai J L, Yang B, Xie B, et al. Design and experimental study on RC modular superimposed shear wall boundary elements with new inter-module connections[J]. Journal of Building Engineering, 2024, 95: 110193.

[3] Fathieh A, Mercan O. Seismic evaluation of modular steel buildings[J]. Engineering Structures, 2016, 122: 83-92.

[4] Yu Y J, Chen Z H. Rigidity of corrugated plate sidewalls and its effect on the modular structural design[J]. Engineering Structures, 2018, 175: 191-200.

[5] Lawson M, Ogden R, Goodier C. Design in modular construction[M]. Boca Raton: CRC Press, 2014.

[6] Ferdous W, Bai Y, Ngo T D, et al. New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings: a state-of-the-art review[J]. Engineering Structures, 2019, 183: 883-893.

[7] Ye Z H, Giriunas K, Sezen H, et al. State-of-the-art review and investigation of structural stability in multi-story modular

buildings [J]. Journal of Building Engineering, 2021, 33: 101844.

[8] Shi F W, Li Y M. Innovative inner sleeve composite bolted connections for modular steel constructions: experimental and numerical studies[J]. Journal of Building Engineering, 2023, 64: 105624.

[9] Thai H T, Ngo T, Uy B. A review on modular construction for high-rise buildings[J]. Structures, 2020, 28: 1265-1290.

[10] Qin J J, Tan P, Zhou F L, et al. Cyclic response of innovative modular joints for modular buildings under bidirectional loading [J]. Thin-Walled Structures, 2024, 200: 111889.

[11] Xie X Y, Wang D, Qian Y M, et al. Summary of research status of assembly nodes[J]. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 2019, 330(2): 022072.

[12] 刘仲洋, 张彪, 杨甜, 等. 钢结构模块间单边螺栓内套筒连接节点力学性能模拟研究[J]. 工业建筑, 2025, 55(5): 86-94.
Liu Zhongyang, Zhang Biao, Yang Tian, et al. Numerical simulation on mechanical properties of single-sided bolted inner sleeve connection joints between steel modular units[J]. Industrial Construction, 2025, 55(5): 86-94.

[13] 刘燕, 陈洋, 刘兴旺, 等. 钢结构模块新型自锁-可解锁式连接节点的抗拉研究[J]. 兵器材料科学与工程, 2024, 47(3): 49-58.
Liu Yan, Chen Yang, Liu Xingwang, et al. Research on tensile performance of new self-locking-unlockable joints of steel structure modules[J]. Ordnance Material Science and Engineering, 2024, 47(3): 49-58.

[14] 邓恩峰, 杜有鹏, 钱辉, 等. 模块化钢结构全装配可吊装节点受剪性能研究[J]. 工程力学, 2026, 43(6): 1004-1672.
Deng Enfeng, Du Youpeng, Qian Hui, et al. Investigation on shear performance of fully prefabricated liftable connection of modular steel structures[J]. Engineering Mechanics, 2026, 43(6): 1004-1672.

[15] 王关朝, 周凌宇, 陈浩, 等. 模块化钢结构单元房承插式节点弯剪性能研究[J]. 铁道科学与工程学报, 2024, 21(11): 4663-4676.
Wang Guanchao, Zhou Lingyu, Chen Hao, et al. Bending and shear behavior of socketed joint in modular steel structure unit house[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2024, 21(11): 4663-4676.

[16] 李铭瑜, 杨怡亭, 王燕, 等. 新型模块化钢框架模块间内套筒连接节点力学性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2025, 27(2): 91-103.
Li Mingyu, Yang Yiting, Wang Yan, et al. Mechanical properties of inner sleeve connection joint of new modular steel frame [J]. Progress in Steel Building Structures, 2025, 27(2): 91-103.

[17] 岳清瑞, 吴朝昀, 刘晓刚, 等. 多高层模块化结构及建造技术研究进展与未来趋势[J]. 建筑结构学报 ,2024, 45(8): 1-19.
Yue Qingrui, Wu Chaoyun, Liu Xiaogang, et al. Research progress and Future Trends of multi-story and high-rise modular structures and construction technologies [J]. Journal of Building Structures,2024, 45(8): 1-19.

[18] 赵智超. 新型装配式混凝土剪力墙和楼板干式连接节点力学性能研究[D]. 上海: 上海应用技术大学, 2022:22-40.
Zhao Zhichao. Study on mechanical properties of the new type dry connection between prefabricated concrete shear wall and floor slab[D]. Shanghai: Shanghai Institute of Technology, 2022:22-40.

[19] 马少春, 朱雅, 叶小斌, 等. 现浇连接与套筒装配连接对墙板节点抗震性能影响[J]. 工程科学与技术, 2025, 57(1): 157-166.
Ma Shaochun, Zhu Ya, Ye Xiaobin, et al. Influence of cast-in-situ connection and sleeve assembly connection on the seismic performance of wall plate joints[J]. Advanced Engineering Sciences, 2025, 57(1): 157-166.

[20] 熊峰, 吴朝安, 冉明明, 等. 螺栓连接装配式墙板结构连接节点本构模型及体系建模方法[J]. 工程科学与技术, 2025, 57(1): 145-156.
Xiong Feng, Wu Chao′an, Ran Mingming, et al. Constitutive model of bolted connections and modeling method of bolt connected precast concrete wall panel structure [J]. Advanced Engineering Sciences, 2025, 57(1): 145-156.

[21] Lacey A W, Chen W S, Hao H, et al. Review of bolted inter-module connections in modular steel buildings[J]. Journal of Building Engineering, 2019, 23: 207-219.

[22] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S].
JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building[S].

[23] GB/T 50081—2019 混凝土物理力学性能试验方法标准[S].
GB/T 50081—2019 Standard for test methods of concrete physical and mechanical properties[S].

[24] GB/T 228.1—2021 金属材料 拉伸试验 第1部分: 室温试验方法[S].
GB/T 228.1—2021 Metallic materials—tensile testing—part 1: method of test at room temperature[S].

[25] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings[S].

[26] 李政龙, 袁康, 闫建龙, 等. 螺栓连接装配式钢丝网轻骨料混凝土剪力墙的抗震性能研究[J]. 石河子大学学报(自然科学版), 2025, 43(1): 81-91.
Li Zhenglong, Yuan Kang, Yan Jianlong, et al. Seismic performance study of bolted connection assembled steel wire mesh lightweight aggregate concrete shear walls[J]. Journal of Shihezi University (Natural Science), 2025, 43(1): 81-91.

[27] 刘敏敏, 王振宇, 刘昊, 等. 高强螺栓连接装配式混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构, 2024, 54(10): 8-13, 117.
Liu Minmin, Wang Zhenyu, Liu Hao, et al. Experimental study on seismic performance of prefabricated concrete shear walls connected by high-strength bolts[J]. Building Structure, 2024, 54(10): 8-13, 117.

(本文编辑:任　栋)