

型钢混凝土剪力墙损伤演化与抗震性能优化研究

卢惟铭¹, 王志滨²

(1. 厦门市湖里区建设服务中心, 厦门 361000; 2. 福州大学 土木工程学院, 福州 350108)

摘要: 为揭示型钢混凝土 (SRC) 剪力墙在地震作用下的损伤演化机理并提升其抗震性能, 以高层住宅结构中的 SRC 剪力墙为研究对象, 开展低周反复加载试验。试验过程中, 综合运用应变、位移、裂缝、声发射与加速度等多源监测手段, 系统追踪墙体在弹性、弹塑性及破坏全过程中的力学响应与损伤累积特征。研究表明: 墙体中上部区域 (距墙底 1.5~3.5 m) 为损伤集中区, 混凝土最大拉压应变分别达 1 950、-2 100 $\mu\epsilon$, 型钢应变超过屈服阈值 ($\pm 2 000 \mu\epsilon$), 裂缝宽度最大为 0.55 mm, 层间位移角达 1/120, 声发射能量释放高达 296.7 mJ。基于损伤分布特征, 提出型钢截面分段加强、配筋率提升及混凝土强度梯度设计等优化策略。优化后, 墙体混凝土应变峰值降低 17%, 裂缝宽度减少近 50%, 层间位移角提升至 1/135, 声发射能量释放降低 47.7%, 有效提升了 SRC 剪力墙的抗震性能与损伤控制能力。

关键词: 型钢混凝土; 剪力墙; 损伤累积; 受力分析; 监测方案; 优化设计

中图分类号: TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 1005-8249 (2026) 02-0148-10

DOI: 10.19860/j.cnki.issn1005-8249.2026.02.023

Research on Damage Evolution and Seismic Performance Optimization of Steel Reinforced Concrete Shear Walls

LU Weiming¹, WANG Zhibin²

(1. Xiamen City Huli District Construction Service Centre, Xiamen 361000, China;

2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China)

Abstract: In order to reveal the damage evolution mechanism of steel reinforced concrete (SRC) shear wall under earthquake action and improve its seismic performance, this paper takes SRC shear wall in high-rise residential structure as the research object, and carries out low-cycle repeated loading test. During the test, multi-source monitoring methods such as strain, displacement, crack, acoustic emission and acceleration were used to systematically track the mechanical response and damage accumulation characteristics of the wall in the whole process of elasticity, elastoplasticity and failure. The results show that the middle and upper part of the wall (1.5~3.5 m from the bottom of the wall) is the damage concentration area. The maximum tensile and compressive strains of concrete are 1 950, -2 100 $\mu\epsilon$, respectively. The strain of steel exceeds the yield threshold ($\pm 2 000 \mu\epsilon$). The maximum crack width is 0.55 mm, the interlayer displacement angle is 1/120, and the acoustic emission energy release is as high as 296.7 mJ. Based on the damage distribution characteristics, optimization strategies such as sectional reinforcement of steel section, reinforcement ratio improvement and concrete strength gradient design are proposed.

作者简介: 卢惟铭 (1970—), 男, 本科, 高级工程师, 研究方向: 工程建设管理。

通信作者: 王志滨 (1979—), 男, 博士, 教授, 研究方向: 钢管混凝土结构、FRP 加固工程结构的静力、抗震和火灾下力学性能。

收稿日期: 2025-11-14

After optimization, the peak strain of wall concrete is reduced by 17 %, the crack width is reduced by nearly 50 %, the interlayer displacement angle is increased to 1/135, and the acoustic emission energy release is reduced by 47.7 %, which effectively improves the seismic performance and damage control ability of SRC shear wall.

Key words: steel-reinforced concrete; shear wall; damage accumulation; force analysis; monitoring plan; optimized design

0 引言

混凝土剪力墙作为一种重要的抗震结构构件,近年来在高层建筑和装配式结构中得到了广泛应用。其受力性能、抗震能力及损伤累积行为一直是研究的热点。随着建筑结构向高层、超高层和大跨度方向发展,对剪力墙的承载力、变形能力和耗能性能提出了更高要求。型钢混凝土(SRC)剪力墙通过将型钢与混凝土组合,充分发挥两种材料的优势,已成为高层建筑中重要的抗侧力构件^[1-2]。

相关学者通过试验研究与数值模拟等手段,对型钢混凝土剪力墙的力学性能与抗震行为进行了广泛研究。郝贵强等^[3]研究了新型钢板螺栓连接装配式混凝土剪力墙的抗震性能,发现其破坏区域主要在墙体两侧连接节点上方位置;申彦利等^[4]建立了不同参数的剪力墙数值模型进行分析,发现增大轴压比会降低钢骨混凝土剪力墙的耗能能力与变形能力;谷峪等^[5]研究了绿色再生轻骨料混凝土短肢剪力墙,发现轴压比小的试件极限承载力略微高于轴压比大的试件;朱艳峰等^[6]研究了煤矸石保温混凝土剪力墙的保温性能,发现煤矸石保温混凝土的密度、导热系数与煤矸石替换率呈线性关系;袁玉杰等^[7]结合钢结构的优势,设计一种型钢-螺栓-后浇混凝土装配式剪力墙型钢混合连接,探究该混合连接预制剪力墙的受力性能,得出型钢混合连接间距的增大能有效提升剪力墙延性;李一松等^[8]在单调荷载和低周反复荷载作用下对型钢混凝土低矮剪力墙模型开展对比试验,提出型钢混凝土低矮剪力墙的开裂荷载计算方法;张国伟等^[9]对墙体的塑性损伤分布情况进行对比分析,提出墙体混凝土损伤呈两阶段分布;白翔宇等^[10]对不同型钢高性能混凝土剪力墙试件开展拟静力试验,得出其位移延性系数是相同剪跨比普通配筋高性能混凝土剪力墙的1.05~1.30倍,总耗能值前者是后者的1.3~1.7倍;柯晓军等^[11]对实腹式型钢混凝土短肢剪力墙模型试

件的低周反复荷载试验,提出试件从型钢混凝土连梁屈服形成塑性铰,再到墙肢屈服发生破坏。柯晓军等^[12]研究了内置预应力组合斜撑型钢混凝土短肢剪力墙抗震性能,提出增加预应力值能够提升构件正常使用阶段的抗侧刚度,但会导致构件承载力轻微降低,控制预应力值在 $0.6f_y$ 左右;李莹辉等^[13]根据型钢混凝土剪力墙的损伤破坏特征及抗侧承载力下降程度,提出其抗震性能等级的划分方法,得到不同性能等级的型钢混凝土剪力墙有害层间位移角限值;彭修宁等^[14]对SRC剪力墙构件的破坏形态和变形性能进行研究,发现剪跨比、轴压比对构件各性能状态位移角限值影响较大;王玉镯等^[15]研究了不同支撑形式对型钢混凝土剪力墙抗震性能的影响,得出AC1型、AC2型和X型钢支撑的剪力墙极限承载能力较普通混凝土剪力墙分别提升了71.9%、64.6%、49.4%;吕西林等^[16]对T形截面剪力墙进行了拟静力试验,得出T形截面剪力墙的破坏形态为无翼墙腹板端约束边缘构件底部混凝土被压碎的受弯破坏。

基于住宅项目中的型钢混凝土剪力墙,开展低周反复荷载试验,结合多参数监测手段分析其受力性能与损伤累积。通过识别关键损伤区域与发展机制,针对性提出优化设计方法,并对优化效果进行对比验证,为类似工程提供参考。

1 工程概况

本项目基于某地地上28层、地下2层的高层住宅建筑,建筑高度为85.5m。设计了1组型钢混凝土(SRC)剪力墙,如图1所示。装配式型钢混凝土剪力墙试件的截面形式为矩形,宽、高、厚分别为2100、3000、200mm。为提升装配式型钢混凝土剪力墙结构的水平抗侧力能力,在剪力墙两端设置有H型钢,型号为H400×400×20×30(高×宽×腹板厚×翼缘厚),钢材等级为Q345B。竖向和水平分布钢筋均采用HRB400级钢筋,双层双向布置,配

建筑结构

筋率均为 0.5%。混凝土强度等级为 C50。

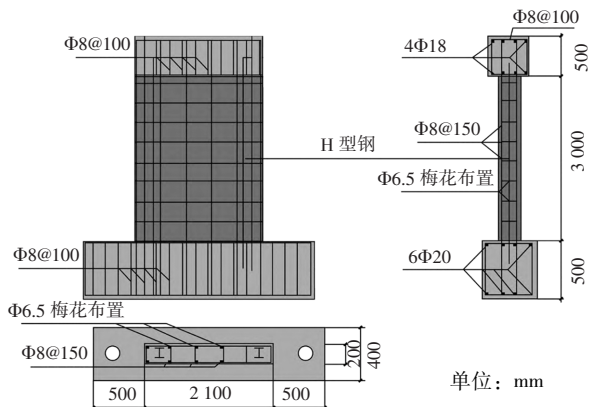


图 1 型钢混凝土剪力墙

Fig. 1 Steel-reinforced concrete shear wall

2 试验方案设计

2.1 加载制度

试验采用位移控制的低周反复加载方式，以模拟地震作用下结构的往复变形行为。屈服位移 Δy 的确定采用以下两种方法综合判定：

骨架曲线法：根据单调加载数值模拟得到的荷载-位移骨架曲线，采用等能量法确定屈服点。具体步骤为：在骨架曲线上作过原点的切线，与过峰值荷载点的水平线相交，过交点作垂线与骨架曲线相交，该交点即为等效屈服点。计算得到对应屈服荷载 P_y 为 1 280 kN，屈服位移 Δy 为 17.2 mm。

应变判据法：根据内置型钢应变监测数据，当 1/2 高度处型钢翼缘应变首次达到 Q345B 钢材名义屈服应变 ($\epsilon_y = 2\ 000\ \mu\epsilon$) 时，对应墙顶水平位移为 16.8 mm。

综合上述两种方法，取 $\Delta y = 17.0\ \text{mm}$ 作为试验控制的屈服位移基准值。该值介于两种方法结果之间（偏差 2.3%），具有较好的代表性。

加载制度按以下步骤进行：

预加载阶段：施加初始竖向荷载至设计轴压比 (0.4)，并保持恒定；**弹性阶段加载：**以 $0.5\Delta y$ (8.5 mm) 为级差，逐级施加水平往复位移，每级循环 1 次；该级差的选取依据为：确保在弹性范围内充分获取结构的初始刚度与线性响应特征，同时避免过早进入塑性引起损伤累积；**弹塑性阶段加载：**以 $1.0\Delta y$ (17.0 mm)、 $1.5\Delta y$ (25.5 mm)、 $2.0\Delta y$ (34.0 mm) 为级差，每级循环 3 次，以充分激发结构的非线性行为与损伤累积；级差选取依据为： $1.0\Delta y$ 为屈服位移基准，用于验证屈服点附近的结构响应； $1.5\Delta y$ 为峰值荷载对应位移的预测值（基于数值模拟预估峰值荷载对应位移约为 $1.5\Delta y$ ），用于考察峰值承载力阶段的性能； $2.0\Delta y$ 为极限位移参考值（对应层间位移角约 1/120，满足规范限值要求），用于评估结构进入破坏阶段后的损伤演化特征。每级循环 3 次的设计参考了 JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验规程》中关于低周反复加载试验的建议，以充分累积损伤并观察刚度退化规律；**破坏阶段加载：**继续增大位移至结构承载力下降至峰值承载力的 85% 以下，或出现明显失稳现象时停止加载。破坏阶段位移增量采用 $1.0\Delta y$ (17.0 mm) 作为级差，以快速进入破坏状态，同时保证能够捕捉承载力下降的全过程特征。

加载过程中，保持加载速率恒定 (2 mm/s)，确保准静态加载条件，避免动力效应的影响。

2.2 监测参数及测点布置

为全面掌握型钢混凝土剪力墙在低周反复荷载作用下的受力性能与损伤演化规律，设置了多类型传感器进行实时监测，具体监测参数及测点布置见表 1。

表 1 监测参数及测点布置

Table 1 Monitoring parameters and measurement point layout

监测类型	监测参数	测点编号	布置位置 (距墙底高度)
混凝土表面应变监测	拉压应变、残余应变、开裂情况	A1-A10	0.5、1.2、1.9、2.6、3 m (分布于东西两侧)
内置型钢应变监测	型钢应变、是否屈服 ($\pm 2\ 000\ \mu\epsilon$)	B1-B3	0.75、1.5、2.25、3 m
顶点水平位移监测	顶点水平位移、层间位移角	—	墙顶中心
侧向位移分布监测	沿墙高侧向位移	C1-C5	0.5、1.2、1.9、2.6、3 m
裂缝宽度监测	裂缝出现、扩展及宽度变化	D1-D10	0.5、1.2、1.9、2.6、3 m (分布于东西两侧)
声发射监测	撞击计数、振铃计数、能量、中心频率	—	墙面中部 (2.1 m 高度)
加速度响应监测	X、Y、Z 三向加速度	—	墙顶中心

3 型钢混凝土损伤累积分析

3.1 混凝土表面应变

由图 2 可知，在距墙底 3 m 高度处（墙顶区域），混凝土压应变峰值达到 $-2\ 100\ \mu\epsilon$ ，拉应变峰值达 $1\ 950\ \mu\epsilon$ ，均接近 C50 混凝土的极限拉压应变（ $3\ 300\ \mu\epsilon$ ），表明该区域应力集中显著，是损伤萌生与发展的关键部位。与之相比，距墙底 2.6 m 高度处压应变为 $-850\ \mu\epsilon$ ，拉应变为 $720\ \mu\epsilon$ ，应变水平显著降低，反映出墙体中部受力相对缓和。在墙体下部，距墙底 0.5 m 高度处压应变为 $-1\ 250\ \mu\epsilon$ ，拉应变为 $980\ \mu\epsilon$ ，虽小于墙顶数值，但仍处于较高水平，说明边界约束效应导致底部也存在一定应力集中。此外，墙体东西两侧对称位置应变响应基本一致，表明结构在反复荷载作用下保持了较好的对称性和整体性。从应变发展规律来看，随着加载进行，混凝土先后进入弹性、开裂和塑性阶段，残余应变逐步累积，尤其在墙顶和墙底区域，应变反复幅度大、不可恢复变形显著，说明这些区域损伤累积较为严重，是抗震设计中需加强关注的关键部位。

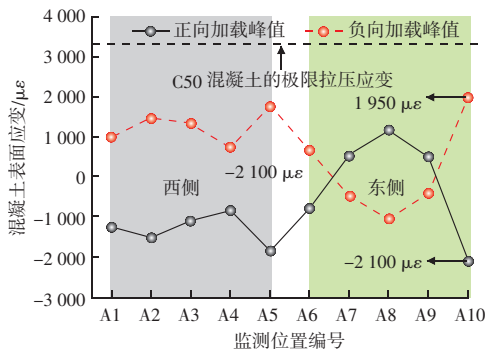


图 2 混凝土表面应变
Fig. 2 Concrete surface strain

3.2 内置型钢应变

由图 3 可知，在 1/2 高度处型钢压应变峰值达到 $-2\ 100\ \mu\epsilon$ ，拉应变峰值达 $2\ 250\ \mu\epsilon$ ，均已超过 Q345B 钢材的屈服应变（约 $\pm 2\ 000\ \mu\epsilon$ ），表明该区域材料已进入塑性阶段，是结构耗能的关键部位；在 1/4 高度处型钢压应变为 $-1\ 850\ \mu\epsilon$ ，拉应变为 $1\ 920\ \mu\epsilon$ ，虽未达到屈服，但已接近屈服门槛，应力水平较高；在 3/4 高度处型钢压应变为 $-1\ 750\ \mu\epsilon$ ，拉应变为 $1\ 980\ \mu\epsilon$ ，同样处于高应力状态但未屈服，

反映出剪力墙中部至上部型钢均参与了有效的抗侧力工作。此外，正负向加载的应变响应基本对称，表明型钢在拉压交替荷载下受力均衡，具有良好的滞回性能。

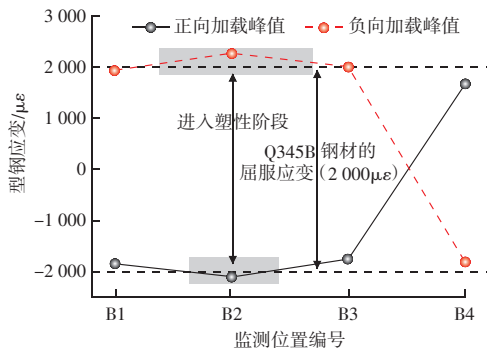


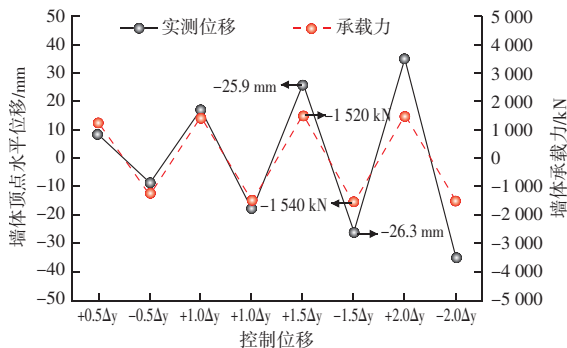
图 3 型钢应变
Fig. 3 Structural steel strain

为验证型钢应变监测数据的可靠性，对 B2 测点（1/2 高度处）在峰值荷载下的应变值进行 3 次重复测量，计算其标准差与变异系数。结果表明：压应变标准差为 $\pm 36\ \mu\epsilon$ ，变异系数 1.7%；拉应变标准差为 $\pm 41\ \mu\epsilon$ ，变异系数 1.8%。各测点变异系数均小于 2%，表明监测数据具有较高的可靠性。

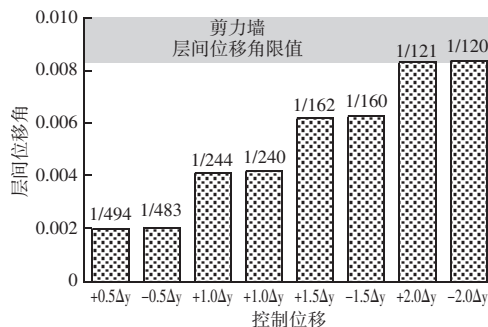
3.3 墙体顶点水平位移及层间位移角

由图 4 可知，当控制位移为 $1.5\Delta y$ 时，墙顶正向水平位移达到 $+25.9\ \text{mm}$ ，相应的层间位移角为 $1/162$ ，墙体承载力达到峰值 $1\ 520\ \text{kN}$ 。在负向加载至 $-1.5\Delta y$ 时，墙顶位移为 $-26.3\ \text{mm}$ ，层间位移角为 $1/160$ ，承载力为 $-1\ 540\ \text{kN}$ ，表明结构正负两个方向的力学性能基本对称，具有良好的恢复力特性。随着位移幅值的增大，墙体刚度逐渐退化。在初始弹性阶段（ $\pm 0.5\Delta y$ ），墙顶位移约为 $\pm 8.6\ \text{mm}$ ，层间位移角约为 $1/490$ ，结构刚度较大。当位移增至 $\pm 2.0\Delta y$ 时，墙顶位移增大至约 $\pm 35.0\ \text{mm}$ ，层间位移角增至约 $1/120$ ，此时承载力已较峰值下降约 2%，墙体进入强度退化阶段，损伤累积效应显现。层间位移角的变化反映了墙体的变形集中程度和抗震性能水平。加载过程中，最大层间位移角达到 $1/120$ ，说明该 SRC 剪力墙具有良好的变形能力和抗震安全性。此外，墙顶水平位移与荷载的滞回曲线饱满，进一步验证了内置型钢对延缓刚度退化、增强墙体耗能能力的重要作用。

建筑结构



(a) 水平位移及承载力



(b) 层间位移角

图4 墙体顶点水平位移、承载力及层间位移角

Fig. 4 Horizontal displacement at the top of the wall, bearing capacity, and inter-story drift ratio

3.4 侧向位移监测

由图5可知,在第1循环加载阶段,墙体整体变形较小,距墙底1.2、1.9、2.6及3.0 m处的侧向位移分别为0.2、0.5、0.8、0.9 mm,表现出以弯曲变形为主的特征,底部固定端位移为0。随加载进行至第5循环,各测点位移显著增大,分别为1.8、3.2、4.7、5.3 mm,墙体整体侧移形态趋于明显,位移曲线保持连续,但中上部位移增长加快,表明墙体开始进入弹塑性阶段,内力发生重分布。当加载进行至第11循环时,各测点位移进一步发展为6.9、12.1、17.8、20.3 mm。墙体变形以弯曲变形为主,同时伴随一定的剪切变形。墙顶的最大侧向位移达到20.3 mm,层间位移角约为1/163,表明墙体已进入明显的非线性工作阶段。

侧向位移沿高度呈非线性增加,随着加载循环的进行,墙体下部(如距墙底1.2 m处)位移增长速率相对小于中上部(如距墙底2.6 m处),表明损伤累积导致刚度退化更为显著。这种变形模式验证了SRC剪力墙具有良好的延性和变形能力,同时为评估墙体损伤分布和抗震性能提供了重要依据。

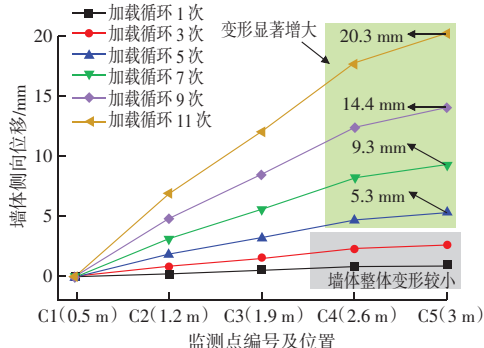


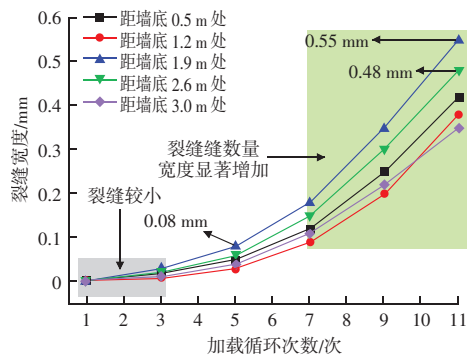
图5 墙体侧向位移

Fig. 5 Lateral displacement of the wall

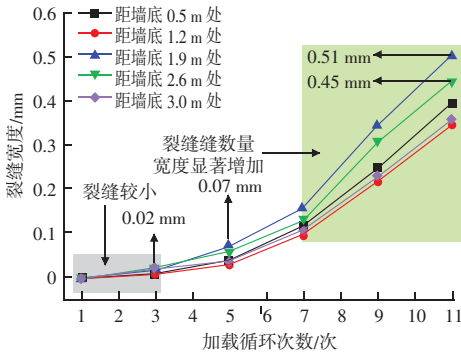
3.5 裂缝宽度监测

由图6可知,加载初期(第1~3循环),墙体基本处于弹性阶段,仅在弯距较大的距墙底1.9、2.6 m等区域出现较小裂缝(宽度 <0.03 mm)。随着加载进行至第5循环,墙体表面开始出现可见裂缝。裂缝宽度沿高度分布不均,在距墙底1.9、2.6 m高度处宽度最大,分别达到0.08、0.06 mm,表明这些区域弯曲应力较大,率先开裂。当加载进入第7~9循环时间,裂缝数量增加、宽度显著扩展。至第9循环,距墙底1.9 m处主裂缝宽度增至0.35 mm,距墙底2.6 m处增至0.30 mm。同时,距墙底0.5(墙根)、3.0 m(近墙顶)处的裂缝宽度也分别发展至0.25、0.22 mm,表明损伤从墙体中部向上下两端扩展,整体进入弹塑性工作状态。在加载进行到第11循环时,裂缝宽度进一步增大,距墙底1.9 m处最大裂缝宽度达0.55 mm,距墙底2.6 m处达0.48 mm。

裂缝分布模式显示,主要弯曲裂缝位于墙高中下部(距墙底1.2~3.0 m区域),且东西两侧对称位置裂缝发展规律基本一致。监测结果清晰地揭示了SRC剪力墙的损伤演化过程:裂缝首先出现在弯矩最大的墙高中部,随后向墙根和墙顶延伸,最终形成多条主要裂缝共同参与耗能的破坏机制。



(a) 西侧(D1-D5)



(b) 东侧 (D6-D10)

图 6 裂缝宽度监测结果

Fig. 6 Crack width monitoring results

裂缝类型分析表明：距墙底 1.9 m 处的裂缝为贯通裂缝，在加载后期贯穿墙体厚度方向，导致墙体刚度显著退化；而距墙底 0.5、3.0 m 处的裂缝主要为表面裂缝，未完全贯通。根据 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》第 3.4.5 条，在正常使用极限状态下，剪力墙裂缝宽度限值为 0.3 mm。本试验中，第 7 循环前裂缝宽度均小于 0.3 mm，满足规范要求；第 9 循环后裂缝宽度超限，表明墙体已进入损伤严重阶段。优化后，最大裂缝宽度降至 0.28 mm，满足规范限值要求，验证了优化设计的有效性。

3.6 声发射监测数据

由图 7 可知，在初始阶段 (0~60 s)，声发射活动相对较弱，撞击计数从 12 次增至 28 次，能量释放从 4.2 mJ 增至 9.8 mJ，中心频率维持在 125~150 kHz 范围，表明此时微观损伤以微裂纹的稳定萌生为主。随着荷载保持时间延长 (90~180 s)，声发射活动显著增强，各项参数呈近似线性增长。180 s 时撞击计数达到 142 次，振铃计数高达 1 210 次，释放能量增至 89.3 mJ，中心频率提升至 280 kHz。参数数量的急剧增加和能量的持续释放，表明墙体内部损伤进入活跃期，微观裂纹不断扩展、贯通，可能伴随混凝土与型钢界面的滑移以及钢材塑性变形，损伤演化速率加快。在荷载保持到 210~300 s，声发射活动达到最剧烈水平。300 s 时撞击计数高达 352 次，振铃计数达到 3 189 次，释放能量高达 296.7 mJ，中心频率也持续上升至 420 kHz。极高水平的振铃计数和能量释放，标志着宏观裂缝已经形成并进入快速扩展阶段，内部损伤积累已达到相当严重的程度。

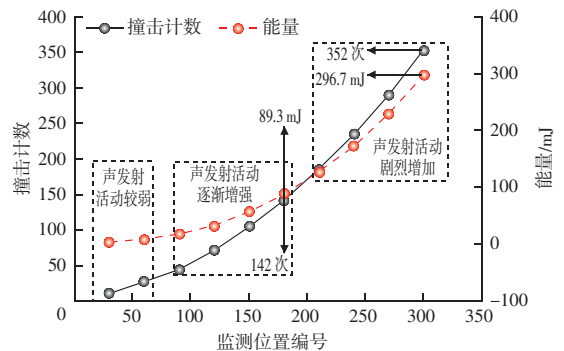
为建立多源监测数据的协同验证关系，将声发射参数与裂缝宽度、混凝土应变进行关联分析：

(1) 声发射能量与裂缝宽度的关联：在加载初期 (0~60 s)，声发射能量小于 10 mJ，对应裂缝宽度小于 0.03 mm (微裂纹阶段)；当声发射能量增至 89.3 mJ (180 s) 时，裂缝宽度发展至 0.35 mm (宏观裂缝形成阶段)；当声发射能量达 296.7 mJ (300 s) 时，裂缝宽度达 0.55 mm (裂缝快速扩展阶段)。声发射能量与裂缝宽度呈指数正相关关系 ($R^2 = 0.92$)，表明声发射能量可有效表征裂缝发展程度。

(2) 声发射撞击计数与混凝土应变的关联：在弹性阶段 (0~60 s)，撞击计数小于 30 次，对应混凝土应变小于 $500 \mu\epsilon$ ；当撞击计数增至 142 次 (180 s) 时，混凝土应变达 $1\ 200 \mu\epsilon$ (开裂阶段)；当撞击计数达 352 次 (300 s) 时，混凝土应变达 $1\ 950 \mu\epsilon$ (塑性阶段)。撞击计数与混凝土应变呈线性正相关关系 ($R^2 = 0.89$)，验证了声发射参数对混凝土损伤状态的敏感性和有效性。

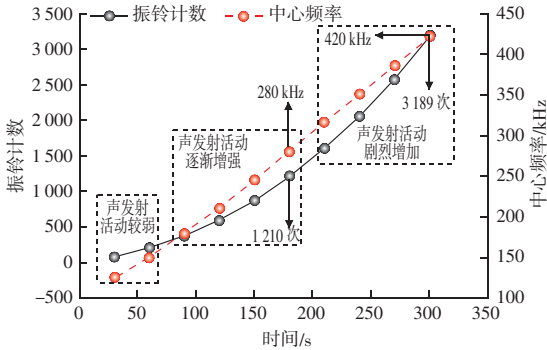
(3) 中心频率与型钢屈服的关联：当中心频率从 150 kHz 升至 280 kHz 时，对应型钢应变从 $1\ 850 \mu\epsilon$ 增至 $2\ 100 \mu\epsilon$ (接近屈服)；当中心频率达 420 kHz 时，型钢应变已超 $2\ 250 \mu\epsilon$ (进入塑性)。中心频率的跃升与型钢屈服具有良好对应关系，表明声发射监测可有效捕捉钢材的塑性发展。

位于墙体中部 (距墙底 2.1 m 高度) 的监测点所捕获的剧烈声发射活动，与“裂缝宽度监测”中距墙底 2.2 m 处裂缝宽度最大 (0.55 mm) 以及“混凝土表面应变”中该区域高应变的结果高度吻合，共同指征该高度区域是剪力墙的损伤集中区和关键破坏断面。



(a) 撞击计数与能量

建筑结构



(b) 振铃计数与频率

图7 声发射监测结果

Fig. 7 Acoustic emission monitoring results

3.7 加速度监测

由图8可知,在加载初期(第1循环),结构处于弹性阶段,刚度较大,动力响应较弱,X方向加速度为 0.12 m/s^2 ,Y方向为 0.08 m/s^2 ,Z(竖向)方向为 0.05 m/s^2 ,表明能量主要集中在加载方向。随着加载位移增加(第3~7循环),墙体刚度逐渐退化,自振周期变长,在相同加载输入下动力响应显著增大。至第7循环时,X方向加速度增至 1.02 m/s^2 ,Y方向增至 0.78 m/s^2 ,Z方向增至 0.56 m/s^2 。三个方向的加速度响应均呈现同步增长的趋势,表明墙体在损伤累积过程中产生了多维耦联振动,但X方向的响应始终占主导地位。在加载后期(第9~11循环),墙体损伤累积显著。至第11循环时,X方向加速度达到 1.89 m/s^2 ,Y方向为 1.56 m/s^2 ,Z方向为 1.23 m/s^2 。与第1循环相比,X、Y、Z三个方向的加速度峰值分别增大了约15.8、19.5、24.6倍,其中竖向(Z方向)增幅最为显著。为验证竖向加速度增幅显著的原因,结合墙体变形与型钢屈服数据进行 $P-\Delta$ 效应分析:

(1) $P-\Delta$ 效应的量化计算:根据实测数据,第11循环时墙顶水平位移达 35.0 mm ,竖向荷载(对应轴压比 0.4)约为 3200 kN ,由此计算 $P-\Delta$ 效应产生的附加弯矩为 $M_{p-\Delta} = P \times \Delta = 3200 \text{ kN} \times 0.035 \text{ m} = 112 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。与第1循环($\Delta = 8.6 \text{ mm}$, $M_{p-\Delta} = 27.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$)相比,附加弯矩增大了约3倍,导致墙体产生显著的竖向振动响应。

(2) 型钢屈服与刚度退化的影响:第7循环后, $1/2$ 高度处型钢应变超 $2000 \mu\epsilon$,进入塑性阶段(见3.2节),导致墙体抗弯刚度显著下降。刚度退化使

墙体在相同水平位移下产生更大的二阶效应,进一步放大 $P-\Delta$ 效应引起的竖向加速度。

(3) 混凝土压溃的贡献:第9~11循环期间,距墙底 1.9 m 处裂缝宽度达 0.55 mm ,混凝土应变达 $1950 \mu\epsilon$,局部压溃现象明显。混凝土压溃导致墙体竖向支承能力局部丧失,引发瞬时竖向动力响应,进一步加剧Z向加速度。

综上,Z向加速度的显著增长是 $P-\Delta$ 效应、型钢屈服导致刚度退化及混凝土压溃共同作用的结果,三者相互耦合,形成正反馈机制,加速了墙体的损伤累积与动力响应放大。

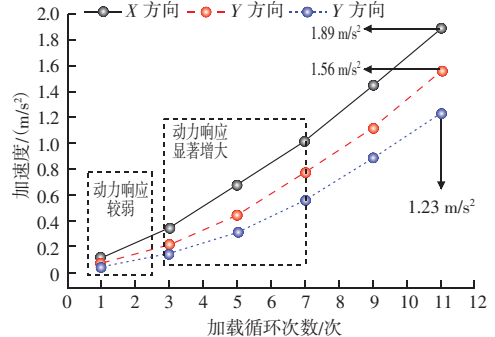


图8 墙顶中心变形加速度

Fig. 8 Acceleration at the center of the wall top

4 型钢混凝土剪力墙受力特性分析

型钢混凝土(SRC)剪力墙作为一种组合构件,充分发挥了混凝土抗压强度高和钢材抗拉强度高的材料优势,具有良好的抗震性能、较高的延性和较强的耗能能力。本次低周反复加载试验及多参数监测发现:在弹性阶段,墙体整体刚度较大,混凝土和型钢协同工作良好,应变分布较为均匀,结构响应基本呈线性;进入弹塑性阶段后,墙体中上部区域(距墙底 $1.5 \sim 3.5 \text{ m}$)率先出现裂缝,混凝土应变急剧增大,型钢开始屈服,墙体刚度逐渐退化,损伤开始累积;破坏阶段主要表现为裂缝宽度迅速扩展、混凝土压溃、型钢局部屈曲,最终导致承载力显著下降。空间分布上,SRC剪力墙中上部区域由于弯矩较大,成为损伤集中区,混凝土应变和拉应变均接近或超过材料极限,型钢也在此区域率先进入塑性。墙顶和墙根区域由于边界约束效应,也存在较高的应力集中,但损伤程度相对较轻。墙体东西两侧应变响应基本对称,表明结构在反复荷

载下仍保持较好的整体性和双向抗侧力能力。

SRC 剪力墙虽具有抗震性能好、延性高、耗能能力强的优点，但其损伤发展具有明显的空间不均匀性和阶段集中性，中上部及型钢塑性区是薄弱环节。因此，开展优化设计十分必要，应在保持整体抗震性能的基础上，针对损伤集中区域进行加强，进一步提升 SRC 剪力墙的抗震韧性和可恢复功能。

5 优化设计及效果分析

5.1 优化设计

5.1.1 型钢截面与布置优化

基于试验揭示的损伤集中区域（距墙底 1.5 ~ 2.5 m）及型钢应变超屈服阈值（ $\pm 2\ 000\ \mu\varepsilon$ ）的实测结果，对该区域型钢截面进行局部加强。参考 JGJ 138—2016《型钢混凝土组合结构技术规程》中对型钢局部稳定性的构造要求，并采用 ABAQUS 进行参数敏感性分析，结果表明：当腹板厚度由 20 mm 增至 25 mm、翼缘厚度由 30 mm 增至 35 mm 时，型钢屈服区面积减少约 22%，且未引发局部屈曲风险；进一步增厚至 30 mm + 40 mm 时，截面刚度提升不足 5%，但用钢量增加 18%，经济性显著下降。因此，选取腹板 +5 mm、翼缘 +5 mm 作为优化方案，在距墙底 1.5 ~ 2.5 m 范围内将原 H 型钢（H400 × 400 × 20 × 30）局部替换为加强型截面 H400 × 400 × 25 × 35，如图 10 所示，以提高该区域的抗弯和抗剪能力，延缓型钢屈服进程；采用三段式变截面布置：底部（0 ~ 1.5 m）保持原截面 H400 × 400 × 20 × 30，中部（1.5 ~ 2.5 m）采用加强截面 H400 × 400 × 25 × 35，上部（2.5 ~ 3.0 m）恢复

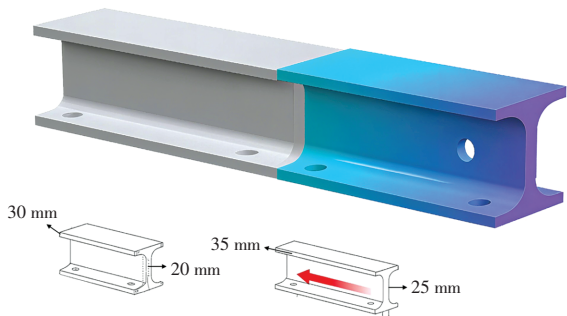


图 9 H 型钢优化

Fig. 9 H-beam optimization

为原截面，既保证了中上部抗弯能力，又避免了整体刚度过大导致的应力集中上移^[12-13]；在型钢翼缘两侧每隔 200 mm 布置直径 19 mm、高度 80 mm 的栓钉剪力连接件，尤其在加强区段加密至 150 mm 间距。栓钉可增强型钢与混凝土之间的组合作用，延缓界面滑移，提高整体刚度和耗能能力。

5.1.2 配筋形式与配筋率调整

在距墙底 1.4 ~ 3.0 m 的弯矩较大区域，将水平分布钢筋配筋率由原 0.5% 提高至 0.8%，并采用 HRB400 级直径 10 mm 钢筋、间距加密至 100 mm；同时在该区域增设斜向交叉钢筋，采用 HRB400 级直径 12 mm 钢筋、间距 200 mm 布置，以增强抗剪能力和裂缝控制效果。配筋率提升幅度的确定基于以下分析：首先，试验结果显示，墙体在距墙底 1.9 m 处最大裂缝宽度达 0.55 mm，表明该区域抗裂能力不足，需通过增加配筋率提高混凝土的约束效果。其次，参考 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》中关于剪力墙最小配筋率及裂缝宽度控制的相关规定，结合文献 [14-15] 中关于配筋率变化对墙体抗剪承载力及延性影响的参数分析结果，将水平筋配筋率由 0.5% 增至 0.8%，可使墙体抗剪承载力提高约 8% ~ 12%，裂缝宽度减小约 20% ~ 30%。后续可通过有限元模拟进一步分析不同配筋率（0.6%、0.8%、1.0%）下墙体的裂缝发展规律与承载力变化，明确“配筋率 - 裂缝宽度 - 承载力”的量化关系，为优化设计提供更精确的依据。

在墙顶和墙根区域，将竖向分布钢筋配筋率适度提高至 0.6%，并在墙底加强区设置附加闭合箍筋，间距 150 mm，以缓解边界约束引起的应力集中，增强混凝土约束效果，延缓刚度退化。

5.1.3 混凝土强度梯度设计

采用混凝土强度梯度设计，在距墙底 1.5 ~ 2.5 m 的中上部高应力区域，将混凝土强度等级由 C50 提高至 C60，增强该区域的抗压承载力与抗拉性能^[16]；该设计的合理性需从以下两方面论证：首先，试验结果表明，中上部区域混凝土压应变达 $-2\ 100\ \mu\varepsilon$ ，拉应变达 $1\ 950\ \mu\varepsilon$ ，已接近 C50 混凝土的极限拉压应变（约 $3\ 300\ \mu\varepsilon$ ），提高混凝土强度可有效延缓该区域的压溃与开裂。强度提升对型钢与混凝土协同工作的影响需重点关注 C60 混凝土与 Q345B 型钢的界

建筑结构

面黏结性能较 C50 略有提高 (根据文献 [16], 黏结强度提高约 5%~8%), 但需在加强区段加密栓钉 (间距由 200 mm 加密至 150 mm) 以确保界面传力可靠。此外, 为避免因强度梯度引起的刚度突变, 采用分段过渡设计: 在 1.5、2.5 m 高度处设置 500 mm 高的渐变区, 通过逐步调整混凝土配合比实现强度平缓过渡, 减少应力集中风险。后续可通过精细化有限元模型分析梯度设计对界面应力分布及整体破坏模式的影响, 验证该设计是否会在过渡区形成新的薄弱环节。

5.2 优化效果分析

对优化前后的墙体在相同加载制度下的关键响应参数进行了对比测试与分析。各项监测数据的对比见表 2。

表 2 优化前后关键参数对比

Table 2 Comparison of key parameters before and after optimization

监测参数	测点位置/说明	优化前	优化后
混凝土压应变/ $\mu\epsilon$	距墙底 3.3 m (墙顶)	-2 100	-1 750
混凝土拉应变/ $\mu\epsilon$	距墙底 3.3 m (墙顶)	+1 950	+1 600
型钢压应变/ $\mu\epsilon$	1/2 高度处	-2 100	-1 850
型钢拉应变/ $\mu\epsilon$	1/2 高度处	+2 250	+1 900
最大裂缝宽度/mm	距墙底 2.2 m	0.55	0.28
顶点水平位移/mm	$\pm 2.0\Delta y$ 加载级	± 35.0	± 31.5
层间位移角	$\pm 2.0\Delta y$ 加载级	1/120	1/135
X 向加速度/ (m/s^2)	第 11 循环墙顶	1.89	1.45
声发射撞击计数/次	300 s 时段总计	352	210
声发射能量/mJ	300 s 时段释放	296.7	155.2

通过对比分析可知, 优化后的 SRC 剪力墙在多项关键性能指标上均有显著提升: 混凝土峰值应变平均降低 17%, 表明应力集中现象得到有效缓解; 型钢应变始终低于屈服门槛, 说明其塑性发展进程得以延缓; 裂缝宽度减少近一半, 反映抗裂与变形控制能力增强; 顶点位移与层间位移角的变化显示结构整体刚度退化减缓, 延性与耗能能力提升; 加速度响应与声发射活动的显著降低, 说明结构损伤累积速率放缓, 动力稳定性增强。

6 结论

基于住宅项目中的型钢混凝土剪力墙, 开展低周反复荷载试验, 结合多参数监测手段, 系统研究了型钢混凝土 (SRC) 剪力墙在往复荷载作用下的受力性能与损伤累积过程。基于试验结果提出了针对

型钢截面、配筋形式与混凝土强度的优化设计方法, 得出以下结论:

(1) SRC 剪力墙在低周反复荷载作用下表现出良好的抗震性能与耗能能力, 其损伤发展具有明显的空间性, 中上部区域 (距墙底 1.5~3.5 m) 为关键损伤区。该区域混凝土压应变达 $-2\ 100\ \mu\epsilon$, 拉应变峰值达 $1\ 950\ \mu\epsilon$; 型钢在 1/2 高度处已进入塑性阶段 (应变超 $\pm 2\ 000\ \mu\epsilon$); 最大裂缝宽度达 0.55 mm, 声发射活动在 300 s 时段内撞击计数达 352 次、能量释放达 296.7 mJ, 均表明该区域损伤严重。

(2) 多参数监测数据有效揭示了墙体从弹性阶段到破坏全过程的损伤演化机制, 裂缝首先在弯矩最大的墙高中部出现, 随后向上下延伸; 侧向位移分布表明墙体以弯曲变形为主, 伴随剪切变形; 竖向加速度显著增长, 反映了刚度退化与 $P-\Delta$ 效应加剧。

(3) 通过型钢截面局部加强 (腹板与翼缘加厚)、配筋率提升 (水平筋由 0.5% 增至 0.8%) 与混凝土强度梯度设计 (中上部采用 C60), 优化后 SRC 剪力墙关键性能得到显著改善: 混凝土与型钢应变峰值平均降低 17%, 最大裂缝宽度减少 49%, 层间位移角由 1/120 提升至 1/135, 声发射能量释放降低 47.7%, 加速度响应显著减弱。

(4) 优化设计有效延缓了墙体刚度退化与损伤累积, 提升了墙体的抗震韧性、变形控制能力与可恢复功能。所提出的三段式变截面型钢布置、斜向交叉钢筋增设与混凝土梯度强度设计等方法, 具有良好的工程适用性, 可为同类 SRC 剪力墙结构的抗震设计与性能优化提供参考。

参 考 文 献

- [1] 韩小雷, 陈熹俊, 张全, 等. 型钢混凝土剪力墙变形性能指标体系试验研究 [J]. 同济大学学报 (自然科学版), 2025, 53 (6): 860-872.
- [2] 王连广, 沈泽军, 高海洋, 等. 预制型钢混凝土边框柱钢板剪力墙连接及其有限元分析 [J]. 东北大学学报 (自然科学版), 2025, 46 (3): 115-122.
- [3] 郝贵强, 张鹏飞, 赵媛媛, 等. 新型钢板螺栓连接装配式混凝土剪力墙受弯性能试验研究 [J]. 粉煤灰综合利用, 2022, 36 (6): 1-6, 65.

(下转第 163 页)

- [J]. 工程力学, 2024, 41 (11): 116-124.
- [13] PALERMO A, PAMPANIN S, CARR A J, et al. Efficiency of simplified alternative modelling approaches to predict the seismic response of precast concrete hybrid systems [Z]. Budapest: FIB Symposium, 2005: 6.
- [14] MARRIOTT D. The development of high-performance post-tensioned rocking systems for the seismic design of structures [D]. Christchurch: University of Canterbury, 2009.
- [15] 解琳琳. 基于 OPENSEES 的 RC 构件抗震性能数值模拟及验证 [D]. 合肥: 合肥工业大学, 2012.
- [16] 周威, 刘洋, 郑文忠. 自复位混凝土剪力墙抗震性能研究进展与展望 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2018, 50 (12): 1-13.
- [17] 孙治国, 赵泰儀, 石岩, 等. 摇摆-自复位桥墩抗震性能数值建模方法研究 [J]. 应用基础与工程科学学报, 2019, 27 (6): 1357-1369.
- [18] 钟正午. 摇摆-自复位桥墩的抗震性能及设计方法研究 [D]. 兰州: 兰州理工大学, 2021.
- [19] SONG L L, GUO T, CAO Z L. Seismic response of self-centering prestressed concrete moment resisting frames with web friction devices [J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2015, 71: 151-162.
- [20] KOSHIKAWA T. Moment and energy dissipation capacities of post-tensioned precast concrete connections employing a friction device [J]. Engineering Structures, 2017, 138: 170-180.
- [21] 孙文笑. 预制预应力钢筋混凝土自复位剪力墙抗震性能试验研究 [D]. 天津: 天津大学, 2017.
- [22] 吴浩, 吕西林, 蒋欢军, 等. 预应力预制混凝土剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2016, 37 (5): 208-217.

(上接第 156 页)

- [4] 申彦利, 吴刚. X 型骨架的装配式钢骨混凝土剪力墙抗震性能研究 [J]. 粉煤灰综合利用, 2021, 35 (2): 1-6, 64.
- [5] 谷峪, 段国伟, 高辉, 等. 绿色再生轻骨料混凝土短肢剪力墙承载力的研究 [J]. 粉煤灰综合利用, 2020, 34 (3): 33-36.
- [6] 朱艳峰, 曾令权. 煤矸石保温钢筋混凝土剪力墙结构力学与能耗性能分析 [J]. 粉煤灰综合利用, 2019, (2): 82-85.
- [7] 袁玉杰, 牟凤飞, 史艳莉, 等. 型钢混合连接装配式混凝土剪力墙结构受力机理研究 [J]. 建筑结构进展, 2024, 26 (1): 65-76.
- [8] 李一松, 陈文. 型钢混凝土低矮剪力墙抗震性能试验及开裂荷载计算方法 [J]. 建筑结构, 2023, 53 (增刊 1): 738-748.
- [9] 张国伟, 安佳宁, 高海智, 等. M 型钢-混凝土组合剪力墙抗震性能有限元分析 [J]. 建筑结构, 2023, 53 (3): 21-26, 63.
- [10] 白翔宇, 杨鹏辉. 不同配筋形式高性能混凝土剪力墙抗震性能对比研究 [J]. 混凝土, 2021, (8): 20-23, 29.
- [11] 柯晓军, 苏益声, 王晓燕. 双肢型钢混凝土短肢剪力墙抗震性能试验及数值模拟 [J]. 建筑结构, 2021, 51 (14): 69-74.
- [12] 柯晓军, 罗达, 莫自庆, 等. 预应力组合斜撑型钢混凝土短肢剪力墙抗震性能数值模拟 [J]. 应用基础与工程科学学报, 2021, 29 (3): 680-690.
- [13] 李莹辉, 蒋欢军. 型钢混凝土剪力墙基于性能的有害层间位移角限值研究 [J]. 结构工程师, 2020, 36 (3): 19-27.
- [14] 彭修宁, 邓敬旻, 林焯铭, 等. 型钢混凝土 T 形截面剪力墙基于性能的变形限值研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2024, 44 (4): 89-103.
- [15] 王玉镗, 高希虎, 许德建, 等. 不同支撑形式的型钢混凝土剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 土木建筑与环境工程, 2018, 40 (5): 44-53.
- [16] 吕西林, 阳菊华, 蒋欢军. 型钢混凝土 T 形截面剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2014, 35 (3): 46-52.