

# 高强钢筋混凝土 T 形截面短肢剪力墙抗震性能试验研究

张 淦, 张品乐, 陶 忠, 贾 毅, 刘俊雄, 何尧琼

(昆明理工大学 建筑工程学院, 云南 昆明 650500)

**摘要:** 对 6 片高强钢筋混凝土 T 形截面短肢剪力墙进行了低周反复加载试验, 各片墙体之间的差别主要是轴压比、剪跨比、配箍率等变量的不同, 研究了各试件在荷载作用下的破坏机理、滞回特性、承载力、变形能力、耗能能力等抗震性能指标。研究表明: T 形截面短肢剪力墙破坏形态主要表现为腹板无翼缘端边缘约束构件受力纵筋压曲、核心混凝土碎裂, 因此, 有必要大力加强腹板无翼缘端边缘构件的抗震设计; 在一定范围内增大轴压比, 能明显提升构件的承载力, 但延性也随之下降; 对比同截面尺寸普通短肢剪力墙, 高强钢筋混凝土 T 形截面短肢剪力墙承载力、耗能能力等抗震性能明显得到提升, 峰值承载力普遍提升 20% 以上。

**关键词:** 短肢剪力墙; 抗震性能; 拟静力试验; 刚度退化; 承载力退化

中图分类号: TU398.2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2021)01-0086-09

## Experiment on seismic behavior of T-shaped short-leg shear wall with high strength reinforced concrete

ZHANG Gan, ZHANG Pinle, TAO Zhong, JIA Yi, LIU Junxiong, HE Yaoqiong

(School of Civil Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China)

**Abstract:** Experimental studies on 6 high-strength reinforced concrete under low-cycle repeated loading tests were carried out, considering different axial compression ratios, shear span ratios, and stirrup ratios. The seismic performance indicators of each specimen under load, such as failure mechanism, hysteretic characteristics, bearing capacity, deformation capacity, and energy dissipation capacity. Test results show that the failure form is mainly longitudinal rebar buckling of the web without flange side edge restraint members and the core concrete crushing, so, strengthening the seismic design of the flangeless side edge members is necessary. Increasing the axial compression ratio within a certain range can significantly increase the bearing capacity of the specimen, but the ductility is reduced. Compared with the ordinary reinforced concrete short-leg shear wall, the bearing capacity and the energy dissipation capacity of the high strength reinforced concrete, T-section short-leg shear wall is obviously improved. Its peak load capacity is generally increased by more than 20%.

**Key words:** short-leg shear wall; seismic performance; quasi-static test; stiffness degradation; bearing capacity degradation

随着房屋高度的增加, 人们提高了对于房屋使用的功能需求, 对剪力墙结构的性能需求也随之提高, 出于建筑美学及房屋使用的需要, 形成短肢剪力墙结构体系。短肢剪力墙截面高度与宽度的比值通常在 4~8 之间<sup>[1]</sup>。1997 年容柏生院士首先引入了这一新型建筑结构体系<sup>[2]</sup>, 其同时兼具异形柱与普通剪力墙的效能, 力学特点独特, 具有布置灵活, 满足使用功能, 得房率高的优点, 但其抗震性能的优劣存在争议, 《高层建筑混凝土结构技术规程》对其使用范围也作了严格的限定<sup>[1]</sup>。近年来, 与短肢剪力墙相关的试验和理论研究逐渐增多: 纪

晓东等<sup>[3]</sup>比较了美国 ACI 318-14 规范与混凝土结构设计规范中关于 T 形剪力墙的设计条款, 并对腹板无翼缘端约束构件设置长度进行了分析评价; 董尧荣等<sup>[4]</sup>通过建立一套跨尺度的剪力墙损伤演化模型, 更精确的反映结构的损伤; 彭飞等<sup>[5]</sup>通过 5 榀对称双肢 T 形短肢剪力墙模型试验, 发现短肢剪力墙的受力性能与联肢剪力墙一致, 并分析了规范中短肢剪力墙抗震等级规定的正确性; 柯晓军等<sup>[6]</sup>、吕西林<sup>[7]</sup>等则通过对截面内配置型钢高强混凝土短肢剪力墙进行试验研究, 揭示结构破坏机理, 建立了实用的力学模型; 于敬海等<sup>[8]</sup>通过试验

收稿日期: 2020-06-30

修改稿日期: 2021-01-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51568028, 52068037)

第一作者: 张淦(1996—), 男, 硕士, 主要从事工程结构抗震研究。E-mail: ZG18187527164@163.com

通讯作者: 张品乐(1975—), 男, 副教授, 博士, 主要从事高层建筑结构抗震的研究。E-mail: zhangpinlezhong@163.com

研究配置高强钢筋高强混凝土的双肢剪力墙, 研究表明: 高强钢筋在双肢剪力墙中可以充分发挥其强度高的特性, 整体变形能力满足规范要求.

T 形截面短肢剪力墙作为一种常用的结构形式, 可减少梁柱的突出现象, 且目前少有文献通过在短肢剪力墙中采用 HRB500E 级高强钢筋<sup>[9-10]</sup>进行抗震性能试验研究, 因此, 本试验通过对 6 片配置 HRB500E 级高强钢筋混凝土 T 形短肢剪力墙进行低周反复加载试验, 观测其从加载受力到破坏的全过程, 系统研究轴压比、剪跨比、配箍率等变量对构件的滞回特性、刚度特性、变形能力、承载力、耗能能力的影响, 揭示其破坏机理. 针对破坏规律, 提出改进与设计建议.

1  试验概况

1.1  试件设计与制作

按照 1 : 2 的比例缩尺, 共制作 6 个 T 形截面短肢剪力墙试件, 墙体竖向高度  $H$  均 1 400 mm, 截面宽度  $b$  均 100 mm, 截面高度  $a$  依次为 500 mm、650 mm、800 mm, 由此确定各试件剪跨比  $\lambda$  为 2.8、2.15、1.75. 制作试件时, 首先分别绑扎基座钢筋骨架和墙身钢筋骨架, 然后将墙身纵向钢筋锚固到基座钢筋中, 最后将上部加载梁钢筋骨架与墙身钢筋绑扎成一体并浇筑混凝土, 试件所用钢筋均为 HRB500E 级高强抗震钢, 试件配筋如图 1, 试件参数如表 1, 钢筋材性如表 2. 试件采用的混凝土等级为 C40, 浇筑混凝土时, 每个试件预留 3 组混凝土立方体标准试块进行材性试验, 混凝土材性见表 3.

表 1  试件参数表

Tab. 1  Specimen's parameters

试件编号	$\lambda$	$n$	约束边缘构件箍筋配筋
SDT500-1	2.8	0.1	$\Phi 6@100$
SDT500-2	2.8	0.3	$\Phi 6@50$
SDT650-1	2.15	0.3	$\Phi 6@100$
SDT650-2	2.15	0.3	$\Phi 6@50$
SDT800-1	1.75	0.1	$\Phi 6@100$
SDT800-2	1.75	0.2	$\Phi 6@50$

注: 剪跨比  $\lambda = H/a$ ,  $n$  为试验轴压比, 表中列出了各试件主要变量

表 2  钢筋实测力学性能指标

Tab. 2  Mechanical properties of steel bars

钢筋级别	直径 /mm	屈服强度 /MPa	极限强度 /MPa	弹性模量 /MPa
HRB500	6	538	682	$2.14 \times 10^5$
HRB500	12	550	697	$2.16 \times 10^5$

表 3  混凝土实测力学性能指标

Tab. 3  Mechanical properties of concrete

混凝土等级	$f_{cu}/\text{MPa}$	$f_c/\text{MPa}$	$f_t/\text{MPa}$
C40	41	31.1	2.44

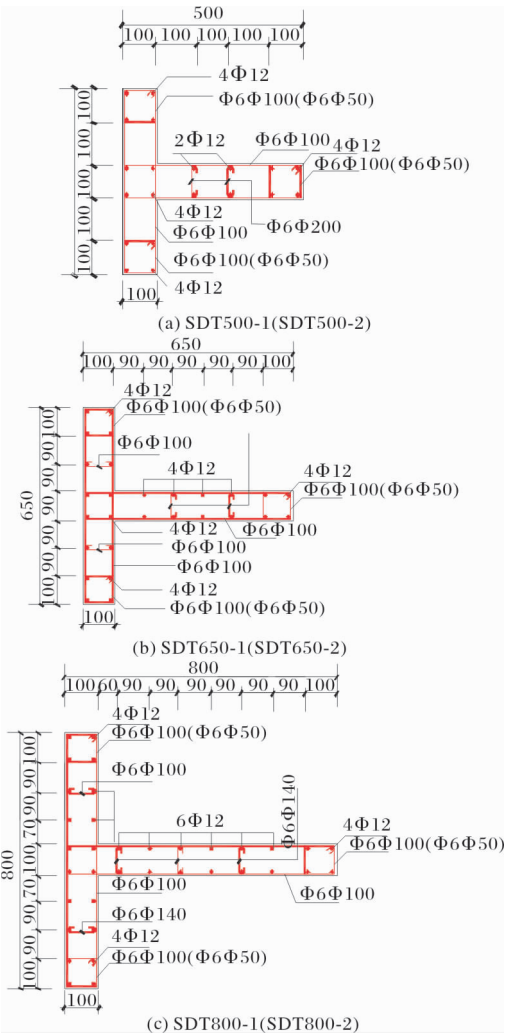


图 1  截面配筋布置图

Fig. 1  Reinforcement arrangement

1.2  加载设备、制度

采用图 2 装置进行加载, 试验加载照片如图 3. 竖向加载: 按照试验轴压比在构件顶部加载, 并保持此数值稳定不变, 竖向荷载通过矩形加载梁均匀施加至墙体. 水平加载采用位移控制, 每工况增量 2 mm, 每级循环 3 次进行加载, 当试件承载力载减小至 85% 峰值荷载时停止加载. 理论上, 水平作动力加载方向通过截面剪心不会出现扭转. 实际试验时, 由于操作的误差, 可能产生轻微扭转, 对试验结果影响不大, 对试验加载方向规定为加载时当腹板受压为正向, 与之相反为负向.

1.3  测试内容

测试内容主要包括荷载、位移、应变三部分内容.

荷载：通过 TDS 数据采集系统采集水平荷载值大小。

位移：位移计布置如图 2 所示，测量得到墙顶的水平位移及截面扭转角。

应变：在腹板距离墙体底部 3 cm 的纵筋布置应变片，测量纵筋应变，沿着腹板表面呈“X”形在箍筋上布置应变片，测量箍筋应变，应变片布置如图 4。

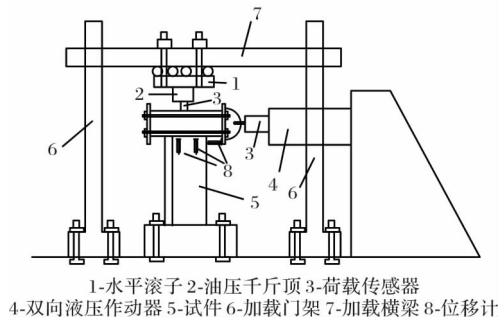


图 2 试验加载装置图

Fig. 2 Loading device



图 3 试验加载照片

Fig. 3 Picture of test loading

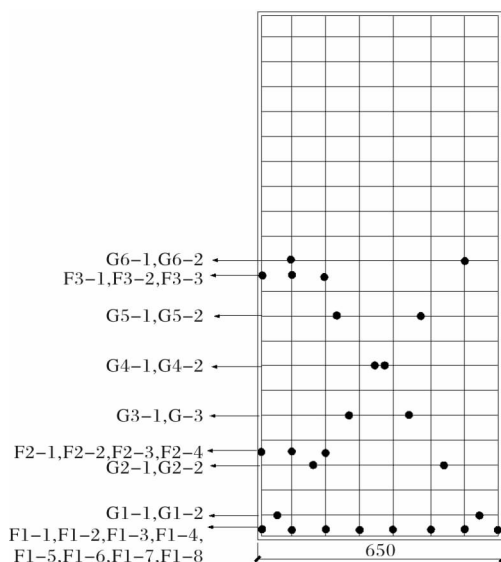


图 4 腹板钢筋应变片配置图

Fig. 4 Strain gauges arrangement on web reinforcement

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试验现象

观察图 5 可知：各试件均表现为腹板无翼缘端核心混凝土被压溃，腹板下部出现贯穿斜向破碎带，究其原因，是因为整个试件从腹板无翼缘端部到斜上部荷载端相当于一个斜向拉压杆，在低周反复荷载作用下，混凝土逐渐压溃脱落，因此，腹板无翼缘下端部是 T 形短肢剪力墙抗震能力较薄弱部位，故建议在进行抗震设计时可通过加密箍筋间距或加大箍筋直径等措施来加强核心混凝土约束作用、在腹板表面设置“叉”形分布钢筋<sup>[11]</sup>来减缓墙体裂缝发展，使之最终发生延性破坏。

通过对比各试件破坏现象总结发现，对于 SDT500-1 和 SDT500-2 等较大剪跨比( $>2.15$ )试件，试件破坏主要发生在腹板无翼缘下端部核心混凝土被压溃，箍筋屈服，腹板端部纵筋屈服，小面积腹板表面出现交叉斜裂纹，墙体剪切破坏程度较轻，其破坏模式表现为弯曲破坏；而对于 SDT650-1、SDT650-2、SDT800-1、SDT800-2 等四个剪跨比较小( $\leq 2.15$ )的试件，腹板下端部混凝土最终出现大块剥落，第一排甚至第二排纵筋拉断，箍筋受拉屈服，腹板表面交叉斜裂缝相较于剪跨比较大试件( $>2.15$ )数量更多，间距更小，几乎分布在整個腹板表面，剪切破坏较严重，破坏模式表现为以弯曲破坏为主的弯剪破坏。

### 2.2 滞回特性

各试件的滞回曲线，如图 6 所示，图中还列出了 3 个文献[13]中配置普通钢筋混凝土 T 形短肢剪力墙试件的滞回曲线 T500-2、T650-1、T800-2，用于进行抗震性能的对比。

由图可知：在加载初期，各试件滞回曲线成单调线性变化，几乎重合在一起，试件内部几乎无损伤，耗能能力较低，随着不断加载，滞回曲线面积不断增大，腹板无翼缘端部纵筋逐渐屈服，试件内部产生损伤，累积残余变形增大，呈现出塑性特征。峰值荷载以后，滞回曲线由梭形逐渐过渡至 S 形，产生一定的捏缩现象；在同一工况下加载，下一循环的峰值荷载比上一循环峰值荷载有所减少，说明当试验不断地进行，试件产生强度衰减，且滞回曲线倾向于水平轴趋势愈加明显，刚度产生衰减，腹板端部混凝土逐渐失去承载作用。因为 T 形试件在水平加载方向上的几何不对称性，故所有试件的滞回曲线在正负两个方向不对称，正向加载时腹板受压，滞回环所包络范围大，变形能力较



强, 但承载力较小; 负向加载腹板受拉, 滞回环包络相对较小, 但承载力较大, 变形能力相比正向更强, 表明 T 形试件在腹板受拉, 翼缘受压时具有更好的抗震可能性, 其原因是对于高强钢筋混凝土试件, 在反复荷载作用下, 腹板无翼缘端部混凝土先于高强钢筋破坏, 因此, 正向承载力较小, 变形能力也较低, 而高强钢筋具有良好的弹塑性变形能力, 在正向破坏后仍能继续承受荷载, 故而负向承载力较大, 变形能力相对较强。

对比不同设计参数的短肢剪力墙, 可发现:

(1) 试件 SDT650-2 相较于 SDT650-1 的区别是腹板无约束边缘构件箍筋进行加密的, 从图 6 中可观察到, 其滞回曲线更饱满, 延性也更好, 最终试验破坏程度明显轻于 SDT650-1, 说明加密腹板无翼缘端边缘约束构件箍筋对于改变试件受力性能及破坏形态有显著的效果, 其原因在于加密边缘约束构件能够极大增强对核心混凝土的约束作用, 使其处于三向受压状态, 从而减缓破坏进程, 增大试件的变形能力;

(2) 试件 SDT800-1 相对于 SDT500-1 (由于仪器出现故障, 加载前作动器激烈抖动, 造成腹板端部严重损伤, 因此 SDT500-1 滞回曲线不光滑, 且承载力较小) 的区别是剪跨比较小, SDT800-1 滞回曲线包络面积更大, 承载力提升约 220%, 延性降低约 4%, 捏缩效应也更为显著, 其原因在于随着试件的剪跨比减小, 在高度一定时, 腹板截面尺寸相对更大, 故承载力增加较明显, 但剪跨比较小的试件在低周反复荷载作用下钢筋与混凝土之间剪切滑移越来越严重, 从而捏缩效应也更显著;

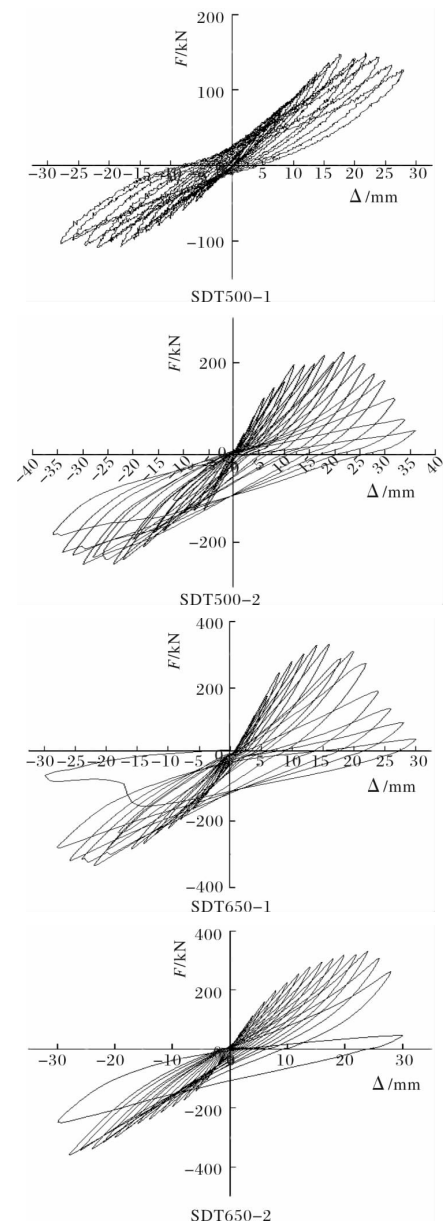
(3) 对比轴压比不同对照组 SDT500-1 和 SDT500-2、SDT800-1 和 SDT800-2 可发现, 轴压比越大的试件, 承载力提高显著, 滞回曲线也更饱满, 但轴压比较高的试件, 如 SDT500-2、SDT800-2 等试件, 在加载后期承载力不趋于稳定, 呈现“阶跃”式下降的特点。

对比配置高强钢筋混凝土短肢剪力墙与普通短肢剪力墙滞回曲线可发现: 高强钢筋混凝土短肢剪力墙滞回曲线饱满, 承载力大, 正负向承载力分布较均匀, 残余变形较小, 钢筋屈服后, 有较大的承载力余量可继续承载, 而普通短肢剪力墙滞回曲线残余变形大, 捏缩较严重, 呈现“一头大一头小”的特点, 承载力普遍较小, 钢筋屈服后, 承载力提升潜力普遍较小。由此说明配置高强钢筋的短肢剪力墙综合抗震性能相对普通短肢剪力墙较好。



图 5 试件破坏形态

Fig. 5 Failure mode



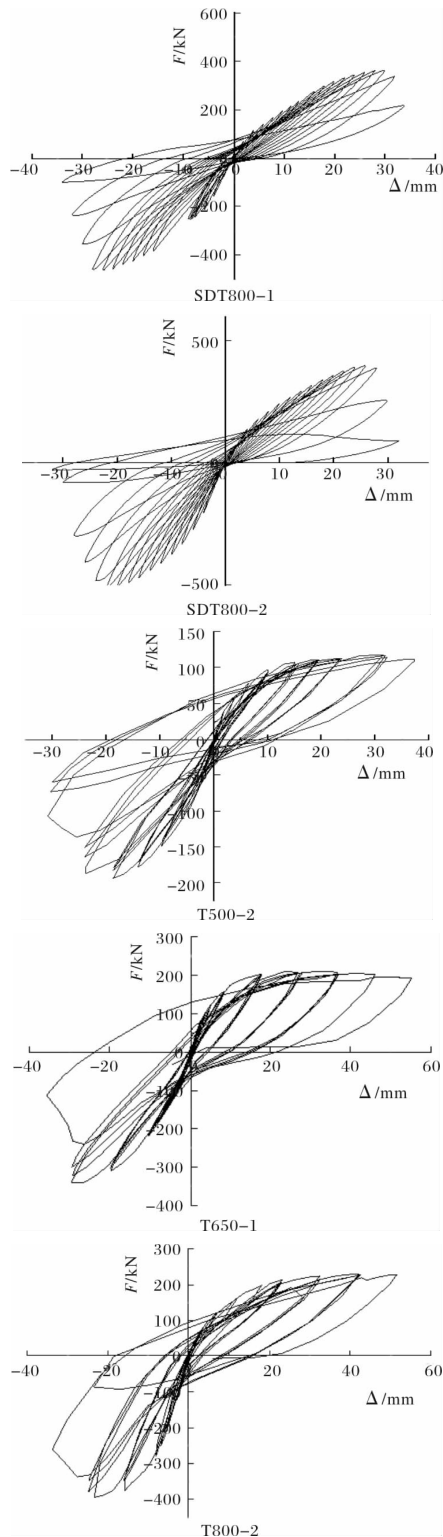


图 6 试件顶点水平荷载位移滞回曲线

Fig. 6 Top lateral force-displacement hysteretic loop

### 2.3 骨架曲线

各试件骨架曲线如图 7 所示。从总体上看,在正向各曲线间斜率变化较剧烈,SDT800-1、SDT800-2 刚过峰值点后就快速下降,试件为脆性破坏,而各曲线在负向离散性不大,在该方向为延性破坏,由此可得出 T 形短肢剪力墙腹板受压方向抗震性能较薄弱,因此,建议在截面设计时需大

力加强腹板无翼缘侧的抗震设计。

从图 7 可看出:SDT800-1 相比 SDT500-1,剪跨比相对更小,腹板截面尺寸更大,SDT800-1 承载力远大于 SDT500-1,初始刚度也更大,但荷载峰值点后承载力下降段更陡,说明随着试件剪跨比的减小,腹板截面尺寸相对更大,参与作用的钢筋与混凝土增多,因而能够增大极限承载力,但腹板剪切损伤也更严重,因此承载力下降较迅速,短肢剪力墙的极限变形减小,延性变差。对比分析试件 SDT500-1、SDT500-2 和 SDT800-1、SDT800-2,SDT500-2、SDT800-2 等试件轴压比较大,开裂荷载提高,承载力分别提升 81.9%、10.6%,表明轴压比在一定范围的增大,试件承载力能得到显著提升,但轴压比越大的试件,峰值荷载后承载力下降较快,延性变形性能降低;与试件 SDT650-1 相比,SDT650-2 为腹板无翼缘端边缘约束构件箍筋进行加密,2 个试件承载力相近,但 SDT650-1 峰值荷载后曲线下降段较陡,而 SDT650-2 曲线荷载下降段更平缓,说明腹板无翼缘端箍筋加密能有效减缓试件的承载力退化。试验结束后各试件仍具有较高的承载力,表明配置的高强钢筋骨架相对于普通钢筋对结构墙体抗倒塌具有更明显的作用。

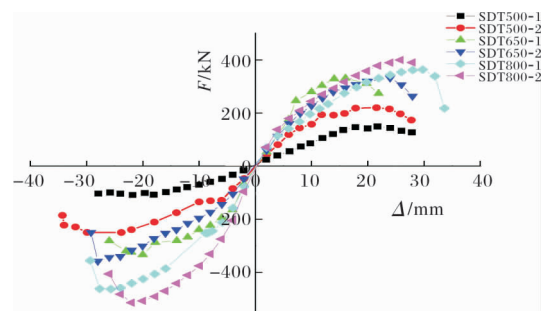


图 7 试件顶点水平荷载位移骨架曲线

Fig. 7 Top lateral force-displacement skeleton curves

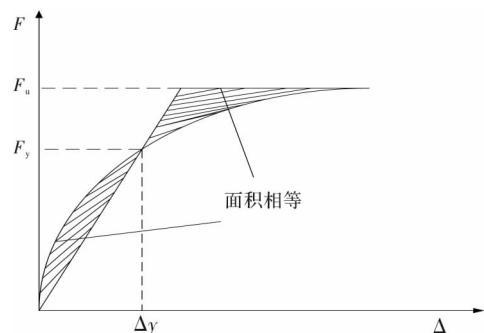


图 8 屈服位移确定方法

Fig. 8 Determination methods of yield displacement

### 2.4 承载力与变形能力

在骨架曲线上,当荷载减小到 0.85 倍峰值

荷载相对应的位移即为极限位移  $\Delta_u$ , 由能量等值法确定屈服位移  $\Delta_y$ , 如图 8 所示, 位移延性系数  $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ , 表 4 为高强钢筋混凝土短肢剪力墙试验结果, 表 5 为课题组前期在西建大所做的普通钢筋混凝土短肢剪力墙试验结果<sup>[13]</sup>. 由于极限位移值相比位移延性系数更能反映结构变形能力大小, 故本文主要以极限位移来衡量结构的极限变形能力.

由表可知, 当试件的剪跨比从 2.8 减小到 2.15, 极限荷载值增加约 87.6%, 极限位移值下降约 8.9%, 当试件的剪跨比从 2.15 减小到 1.75, 极限荷载值增加约 27.6%, 极限位移值增加约 9.7%, 同时位移延性系数在剪跨比为 2.15 时达到最大. 由此可知对于高强钢筋混凝土短肢剪力墙构件, 随着剪跨比减小, 在试件高度一定时, 腹板截面尺寸更大, 故承载力大幅增加, 但剪跨比较小时, 剪切变形破坏成分增多, 故承载力增加趋缓.

试件 SDT650-2 相比于 SDT650-1 为墙体端部进行箍筋加密, SDT650-2 极限位移值比 SDT650-1 增加约 19.1%, 位移延性系数比 SDT650-1 增大 1.35%, 说明腹板无翼缘端部约束边缘构件箍筋加密后, 能加大对核心混凝土的围压效应, 故试件变形能力有较显著的提升.

试件 SDT800-2 相对于 SDT800-1, 轴压比较

大且进行箍筋加密, 极限承载力增加 10.6%, 极限位移值下降 11.7%, 延性下降 12.1%, 表明轴压比对 T 形截面高强钢筋混凝土短肢剪力墙影响趋势与普通短肢剪力墙类似, 即在一定范围内, 试件轴压比越大, 承载力更高, 变形能力降低, 延性系数减小, 脆性破坏特征越明显, 因此应对轴压比限值进行合理限制; SDT800 型试件破坏程度和范围均较 SDT500 型严重, 因此试件当剪跨比较小时, 更应严格控制轴压比限值, 防止压弯剪耦合作用效应造成突然脆性破坏; 试件 SDT500-2 相对于 SDT500-1, 轴压比更大且进行加密, 极限位移增加 10.9%, 位移延性系数增加约 5.1%, 表明箍筋加密对剪跨比较大试件 SDT500-2 极限变形能力的正相关影响相对于剪跨比较小 SDT800-2 试件更显著, 因为此时试件相当于一根悬臂梁, 加密箍筋能极大增强试件的变形能力.

对比配置高强钢筋的短肢剪力墙构件与表 3 普通短肢剪力墙构件<sup>[13]</sup>发现, 配置高强钢筋的短肢剪力墙试件开裂位移和屈服位移值普遍远大于普通短肢剪力墙试件, 说明高强钢筋改善了试件的抗裂性和提高了试件的屈服阶段, 因此试件延性系数较小; 同时配置高强钢筋短肢剪力墙试件具有较大的承载力和良好的变形能力, 峰值承载力较同截面尺寸普通短肢剪力墙普遍提升 20% 以上.

表 4 高强钢筋混凝土短肢剪力墙试验结果

Tab. 4 Test results of high-strength reinforced concrete short-leg shear wall

试件编号	加载方向	开裂荷载点		屈服荷载点		峰值荷载点		极限荷载点		位移延性系数 $\mu$
		荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
SDT500-1	正向	52.2	5.5	129.8	12.8	149.3	21.7	126	28.7	2.24
	负向	33.6	2.8	82.6	11.3	108.7	21.8	92.4	26.2	2.31
SDT500-2	正向	96.7	5.4	162.7	11.5	219.9	21.6	186.9	27.3	2.37
	负向	97.3	4.5	184.6	13.9	249.5	29.9	212	33.6	2.41
SDT650-1	正向	92.7	3.1	265.1	8.8	331.3	16.1	281.6	22.4	2.54
	负向	116.6	2.7	249.5	9.7	333.2	20.1	283.2	25.7	2.64
SDT650-2	正向	139.3	5	234.4	10.8	331.7	23.9	281.9	27.9	2.58
	负向	168.2	6.8	238.2	11	366.4	27.7	311.9	29.4	2.67
SDT800-1	正向	174.3	7.9	274.9	14.8	363.3	29.8	308.8	32.9	2.22
	负向	249.8	8.4	356.2	13.2	462.6	25.7	393.2	28.5	2.15
SDT800-2	正向	191.8	5.1	323.8	15.5	399.7	25.8	339.7	28.7	1.85
	负向	231.2	4.8	426.5	12.8	513.9	21.9	436.8	25.5	1.99

表 5 普通钢筋混凝土短肢剪力墙试验结果

Tab. 5 Test results of ordinary reinforced concrete short-leg shear wall

试件编号	加载方向	开裂荷载点		屈服荷载点		峰值荷载点		极限荷载点		位移延性系数 $\mu$
		荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
T500-1	正向	84.3	2.5	133.5	4.7	193.6	12.5	163.9	18.3	3.9
	负向	60.2	3.2	93.6	8.4	117.5	27.7	111.2	33.1	3.9

续表 5

试件编号	加载方向	开裂荷载点		屈服荷载点		峰值荷载点		极限荷载点		位移延性系数 $\mu$
		荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	
T500-2	正向	120.5	3.7	178.7	7.3	204	16.1	186.3	18.8	2.6
	负向	77.3	2.4	136.5	7.5	164.9	17.7	146	37.9	5.1
T650-1	正向	144.6	2.04	210.8	3.81	341.8	14.1	298.8	18.1	4.8
	负向	103.6	2.62	156	6.1	210.2	18.6	196.6	39.2	6.4
T650-2	正向	124.8	2.47	140	3.5	266.6	16.3	239.3	22.5	6.4
	负向	80	1.9	120	5.14	161.1	17.8	153.4	34.9	6.8
T800-1	正向	207.8	1.83	322.4	5.8	367.5	11.3	312.3	12.8	2.2
	负向	160.5	1.8	280.9	7.5	319.5	21	312	27	3.6
T800-2	正向	232.5	3.49	250.9	6.1	394.4	18.1	336.9	18.7	3.1
	负向	122	4.1	161.3	7.3	230.6	35.7	227.6	43.8	3.7

### 2.5 刚度退化

6 个 T 型短肢剪力墙的刚度随水平加载位移变化的曲线如图 9 所示, 采用同级变形的环线刚度  $k$  来表示<sup>[12]</sup>, 如式(1). 从图 9 中可看出, 在加载全过程中, 试件在正向加载时比负向加载时刚度退化速度更快, 表明正向破坏程度快于负向; 从加载前期到试件屈服, 刚度退化最快, 约退化至初始刚度的 70%, 此后, 刚度退化不断减缓.

由图 9 可知: 轴压比能较显著地影响试件从加载到破坏的刚度退化, 且轴压比越大, 在接近破坏时其刚度减小越突然, 无减缓趋势, 呈现脆性破坏的特点; 腹板端部对核心混凝土的约束作用越强, 刚度退化越缓慢, 说明在腹板端部加密箍筋能有效减缓试件在全过程中受载时的刚度退化速度.

$$k = \sum_i^n p_i / \sum_i^n \Delta_i \quad (1)$$

式中:  $p_i$  表示同一位移幅值下多次加载循环的荷载值,  $\Delta_i$  表示与荷载值对应的位移值.

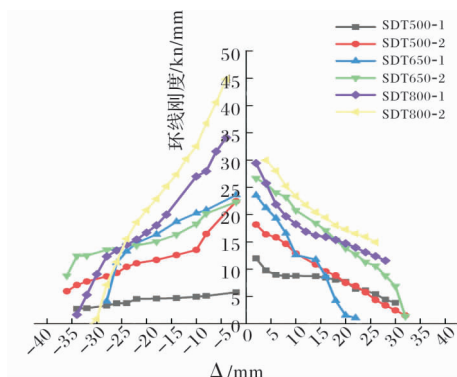


图 9 试件刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness degradation of specimens

### 2.6 耗能能力

根据试件滞回曲线, 可以绘制相关耗能曲线和等效粘滞阻尼系数曲线  $h_e$ , 如式(2). 由图 11 可知, 试件的轴压比越大, 耗能曲线在加载末期越快下降, 不利于满足抗震需求, 因此有必要进行相

应结构形式的改进. 由图 12 可知, 随着位移加载周数增加, 各试件等效粘滞阻尼系数也随之增大, 表明试件耗能逐渐增加, 进入塑性阶段以后, 试件的耗能增长速度加快; 临近加载结束, 大部分试件等效粘滞阻尼系数增加至 0.1~0.2, SDT650-1、SDT800-2 等效粘滞阻尼系数增大至 0.4~0.5, 与普通短肢剪力墙<sup>[13]</sup>耗能情况对比, 各试件累积耗能增加约 125.6%~486%, 故本文这种新型短肢剪力墙能量耗散能力相比普通短肢剪力墙结构大大增加, 表明配置有高强钢筋的短肢剪力墙试件具有良好的耗能能力.

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABCD}}{S_{\Delta ODF} + S_{\Delta OBE}} \quad (2)$$

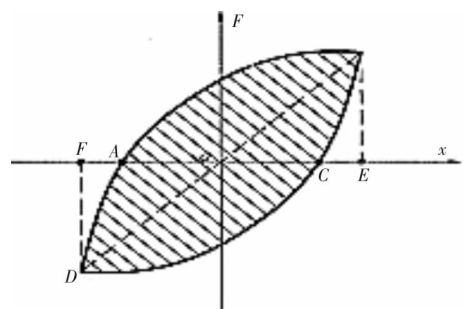


图 10 等效粘滞阻尼系数计算示意图

Fig. 10 Schematic diagram for calculation of equivalent viscous damping coefficients

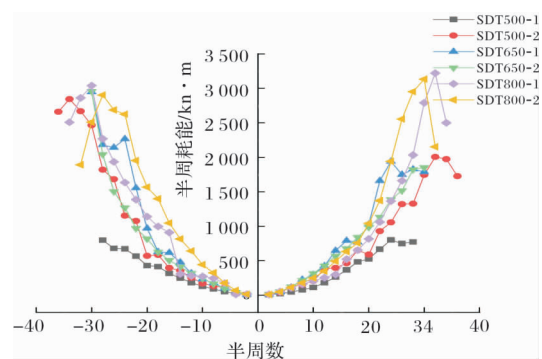


图 11 耗能-半周数曲线

Fig. 11 Energy consumed versus number of half cycles



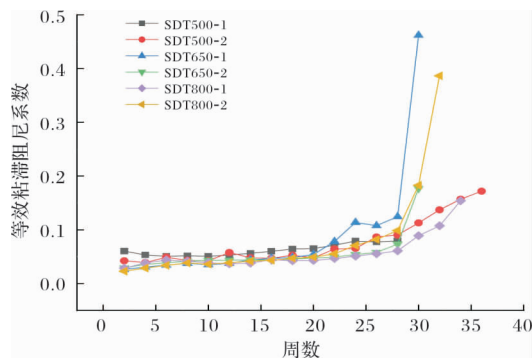


图 12 等效粘滞阻尼系数-周数曲线

Fig. 12 Equivalent hysteretic damping coefficient versus cycles

## 2.7 应变分析

本文六个构件均为 T 形截面, 具有相似的受力机理, 故选取典型试件 SDT650-1 进行分析。

### 2.7.1 截面纵筋应变

纵筋应变沿试件腹板截面高度分布的特点见图 13。

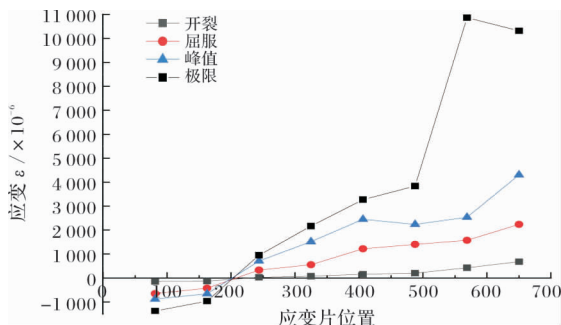


图 13 纵筋应变沿截面高度分布

Fig. 13 Strain of longitudinal reinforcement bars

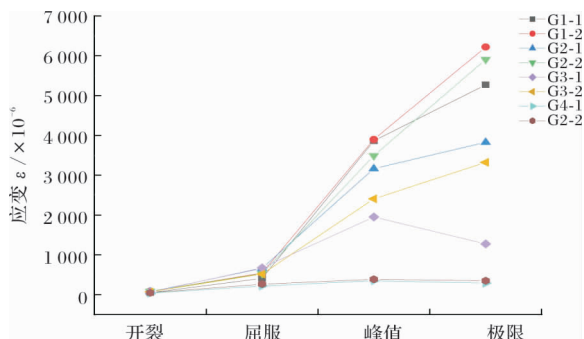


图 14 箍筋应变分布

Fig. 14 Strain of stirrup

由图可知: 随着试验不断加载, 纵筋应变数值逐渐增大, 表明在水平荷载作用下, 墙体纵筋拉伸变形不断增大; 在开裂、屈服阶段, 截面应变分布符合平截面假定, 在峰值阶段, 截面应变分布近似符合平截面假定, 有些点稍偏离平截面假定。在极限阶段, 截面应变已不符合平截面假定, 同时纵筋应变片越靠近腹板无翼缘端部, 应变数值越大, 在

极限阶段, 腹板端部纵筋应变快速增加, 反映了此处为抗震薄弱部位, 易受到地震损伤应大力加强此部位的抗震设计。

### 2.7.2 截面箍筋应变分布

箍筋应变沿试件腹板截面高度分布的特点见图 14。

由图可知: 随着试验不断加载, 箍筋应变数值逐渐增大, 表明在水平荷载作用下, 腹板箍筋能有效约束混凝土的膨胀变形; 腹板下端部箍筋应变始终大于中上部表明墙体损伤主要集中在腹板下部; 腹板端部应变数值始终大于远离腹板端部一侧的应变, 表明对边缘构件进行加密能够改善墙体受力性能, 提升试件整体抗震能力。

## 3 结论

(1) 试件破坏主要发生在腹板无翼缘下端部, 因此, 建议在腹板无翼缘端部可通过加密箍筋间距或加大箍筋直径等措施加强核心混凝土约束效应, 在腹板表面设置“叉”形分布钢筋来对 T 形截面短肢剪力墙进行设计与加固改进;

(2) 在墙体高度一定时, 随着剪跨比减小, 腹板截面尺寸增大, 承载力增加明显, 但增幅逐渐减缓; 轴压比也能较明显的影响墙体的承载力, 在一定范围内增加轴压比, 承载力有所增加, 但轴压比过大时, 脆性破坏特征越明显, 因此, 应对试件轴压比限值进行严格控制;

(3) 对腹板端部进行箍筋加密后, 可使核心混凝土达到极限抗压强度, 充分利用混凝土抗压能力强的材料性能, 使墙肢极限变形能力明显提升, 延性得到改善;

(4) 综合来看, 剪跨比为 2.15 的 SDT650-2 型试件承载力高, 极限变形能力强, 延性最佳, 抗震性能最优, 可供结构选型参考;

(5) 通过与普通配筋短肢剪力墙承载力、极限变形能力、耗能情况等试验数据对比, 表明配置高强钢筋的短肢剪力墙综合抗震性能远好于普通钢筋混凝土短肢剪力墙。

## 参考文献 References

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
Ministry of Housing and Urban Rural Development of The People's Republic of China. Technical specification for concrete structures of high-rise building: JGJ 3—



- 2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [2] 容柏生. 高层住宅建筑中的短肢剪力墙结构体系[J]. 建筑结构学报, 1997, 18(6): 14-19.
- RONG Baisheng. Short-leg shear wall structural system used in tall residential buildings [J]. Journal of Building Structures, 1997, 18(6): 14-19.
- [3] JI Xiaodong, LIU Dan, QIAN Jiaru. Improved design of special boundary elements for T-shaped reinforced concrete walls [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2017, 16(1): 83-95.
- [4] DONG Yaorong, ZHAO Dongxu, KE Zeng, et al. Seismic behavior and cross-scale refinement model of damage evolution for RC shear walls [J]. Engineering Structures, 2018, 167: 13-25.
- [5] 彭飞, 程文襄, 陆和燕, 等. 对称双肢短肢剪力墙的拟静力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29 (1): 64-69.
- PENG Fei, CHENG Wenxiang, LU Heyan, et al. Quasi-Static test research of symmetric double short-limb shear wall [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29 (1): 64-69.
- [6] 柯晓军, 陈宗平, 苏益声, 等. 反复荷载下型钢高强混凝土短肢剪力墙受力性能及强度计算[J]. 工程力学, 2014, 31(9): 126-132.
- KE Xiaojun, CHEN Zongping, SU Yisheng, et al. Mechanical performance and ultimate bearing capacity of steel reinforced high-strength concrete shear wall under cyclic reversed loading [J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(9): 126-132.
- [7] 吕西林, 董宇光, 丁子文. 截面中部配置型钢的混凝土剪力墙抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(6): 101-107.
- LV Xilin, DONG Yuguang, DING Ziwen. Study on seismic behavior of steel reinforced concrete wall [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2006, 26(6): 101-107.
- [8] 于敬海, 丁永君, 谢剑, 等. 高强钢筋高强混凝土双肢剪力墙抗震性能试验[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2017, 50(2): 181-187.
- YU Jinghai, DING Yongjun, XIE Jian, et al. Experiment on seismic behavior of high strength reinforced concrete coupled shear wall [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2017, 50 (2): 181-187.
- [9] 郭蓉, 朱凯. 配置 600 MPa 级高强钢筋混凝土剪力墙的抗震性能研究[J]. 工业建筑, 2017, 47(6): 34-39.
- GUO Rong, ZHU Kai. Experimental research on seismic behavior of RC shear wall with 600 megapascal high-strength reinforces bars. [J]. Industrial Construction, 2017, 47(6): 34-39.
- [10] 李振宝, 宋优优, 张辉明, 等. 暗柱配置 1000 MPa 级高强钢筋混凝土剪力墙抗震性能研究[J]. 工业建筑, 2014, 44(12): 57-62.
- GUO Rong, ZHU Kai. Experimental research on seismic behavior of rc shear wall with 600 megapascal high-strength reinforces bars. [J]. Industrial Construction, 2017, 47(6): 34-39.
- [11] 曹万林, 常卫华, 宋文勇, 等. 带暗支撑 T 形截面短肢剪力墙抗震性能试验研究[J]. 世界地震工程, 2005, 21(2): 25-30.
- CAO Wanlin, CHANG Weihua, Song Wenyong, et al. Experimental research on seismic behavior of T-shaped short pier shear wall with concealed bracings [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 21(2): 25-30.
- [12] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京: 东南大学出版社, 1989: 312-316.
- TANG Jiuru. Seismic resistance of joints in reinforced Concrete frames [M]. Nanjing: Southeast University Press, 1989: 312-316.
- [13] 张品乐. 短肢剪力墙抗震性能试验研究及损伤分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
- ZHANG Pinle. Experimental research and damage analysis of seismic performance of the short-leg shear wall. [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2011.

(编辑 沈 波)