



钢板剪力墙的试验研究

聂建国¹, 樊健生¹, 黄远², 周炜³, 汪大绥⁴, 陆道渊⁴

(1. 清华大学 土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084;

2. 清华大学 土木工程系, 北京 100084; 3. 金融街控股股份有限公司, 北京 100032;

4. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

摘要:天津津塔是我国首座采用钢板剪力墙的超高层建筑,也是目前已知规模最大的钢板剪力墙结构,其主要抗侧力体系为钢板剪力墙和钢管混凝土柱所构成的核心筒。为研究这种结构体系及其构造做法的实际受力性能,并为设计计算提供试验依据,完成了2个2跨5层1:5缩尺比例的钢板剪力墙模型的低周往复加载试验。试件变化的主要参数包括钢板剪力墙与周边框架的连接方式以及钢板剪力墙的加劲构造措施。试验表明,钢板剪力墙结构具有较高的承载能力,稳定的滞回性能。未设置加劲肋的钢板剪力墙试件,在加载初期即发生平面外屈曲,其滞回曲线呈现一定的S形捏拢趋势;设置有4道竖向加劲肋的钢板剪力墙试件,在加载过程中未发生平面外屈曲,其滞回曲线呈饱满的纺锤形。此外,采用摩擦型高强螺栓连接的钢板剪力墙试件在加载过程中有较大噪声,可能影响结构的正常使用。

关键词:钢板剪力墙;加劲肋;钢管混凝土柱;拟静力试验;滞回性能

中图分类号:TU392.4 TU317.1 **文献标志码:**A

Experimental research on steel plate shear wall

NIE Jianguo¹, FAN Jiansheng¹, HUANG Yuan², ZHOU Wei³, WANG Dasui⁴, LU Daoyuan⁴

(1. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Ministry of Education, Tsinghua University,

Beijing 100084, China; 2. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

3. Finance Street Holding Co., Ltd, Beijing 100032, China;

4. East China Architectural Design & Research Institute Co., Ltd, Shanghai 200002, China)

Abstract: Tianjin Jinta Tower is the first high-rise building built with steel plate shear wall in China. The main lateral force resisting systems is the composite core tube composed of steel plate shear walls and concrete filled steel tubular columns. In order to study the mechanical behavior of this structural system and to provide design validation, two model specimens of 2-bay and 5-storey steel plate shear wall with 1:5 scale were tested under low-cycle reverse loading. The steel shear plate of the first specimen was connected with the frame by bolts, and the plate was not stiffened. The steel plate shear wall of the second specimen was connected with the frame by welding, and the steel plate was stiffened by channels. The test results show that the steel plate shear wall has higher loading capacity, full hysteresis loops and stable energy dissipation. But for steel plate shear wall without stiffening, local buckling will occur at the early stage of loading, and the pinching of hysteresis loops can be observed with S shape. For steel plate shear wall with stiffening, no buckling is observed during the loading process, and plump hysteresis loops are obtained. The specimen connected with high strength bolts emit noise for the slip of friction surface during loading, which maybe of concern for serviceability condition.

Keywords: steel plate shear wall; stiffener; concrete filled tubular columns; low-cycle reverse loading test; hysteretic behavior

基金项目:国家自然科学基金项目(50438020),长江学者和创新团队发展计划项目(IRT00736)。

作者简介:聂建国(1958—),男,湖南衡阳人,工学博士,教授。E-mail:niejg@tsinghua.edu.cn

通讯作者:樊健生(1975—),男,山东烟台人,工学博士,副教授。E-mail:fanjsh@tsinghua.edu.cn

收稿日期:2008年6月

0 引言

钢板剪力墙结构是 20 世纪 70 年代发展起来的一种新型抗侧力结构体系。钢板剪力墙由内嵌钢板、竖向边缘构件(柱)和水平边缘构件(梁)构成,其整体受力性能类似于底端嵌固的竖向悬臂梁,其中竖向边缘构件相当于梁翼缘,内嵌钢板相当于梁腹板,水平边缘构件则可以近似等效为横向加劲肋。内嵌钢板可采用无加劲肋和有加劲肋的构造形式。无加劲的钢板剪力墙在强震作用下可以充分利用钢板的屈曲后强度,并具有很好的延性和耗能能力。加劲的钢板剪力墙则能够限制钢板的平面外屈曲,从而提高结构的屈曲承载力,有助于增强结构在风以及小震作用下的抗侧移刚度并方便施工。与传统的钢框架或者钢框架加混凝土剪力墙结构体系相比,钢板剪力墙结构具有厚度薄、自重轻、建造速度快和延性好等优点。已有的研究成果以及工程实例表明,钢板剪力墙是一种非常具有发展潜力的抗侧力体系,尤其适用于高烈度地震设防区的高层建筑以及抗震加固^[1-2]。

目前,我国 JGJ 99—98《高层民用建筑钢结构技术规程》^[3]以及美国 FEMA 450(1995)^[4]、AISC 341-05(2005)^[5]、加拿大 CAN/CSA(S16-94)^[6]等多部规程均给出了钢板剪力墙的设计方法。其中,美国及加拿大规程基于 Kulak 等人的研究成果^[7],采用板条模型(strip model)计算钢板剪力墙的抗侧承载力。在板条计算模型中,钢板被等效为一系列铰接在边缘构件间的条带,每个条带只能够承受拉力并完全忽略其抗压能力。

例如,FEMA 450 所规定的钢板剪力墙名义受剪承载能力为:

$$V_n = 0.42F_{yw}t_wL_{cl}\sin 2\alpha \quad (1)$$

式中, F_{yw} 、 t_w 分别为钢板的屈服强度和厚度, L_{cl} 为竖向边缘构件之间的净距离, α 为钢板条带的角度,按下式计算:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (2)$$

式中, h 为水平边缘构件中心线间的距离, A_b 、 A_c 分别为水平和竖向边缘构件的横截面面积, I_c 为竖向边缘构件的截面惯性矩, L 为竖向边缘构件中心线间的距离。

以上两式可用于计算极限状态时钢板剪力墙的受剪承载力,但并不完全适用于底层采用刚度很大的钢管混凝土柱且受较大弯矩作用的情况。同时,

对于钢板剪力墙与钢管混凝土柱相结合的结构形式,其抗侧移刚度和滞回能力的确定,也没有较为成熟可靠的方法。

正在建设之中的超高层建筑——天津津塔的抗侧力体系由外伸刚臂连接的周边延性抗弯框架和内部的钢板剪力墙核心筒所构成。其中,钢板剪力墙首次应用于我国超高层建筑之中,也是目前已知的世界最大规模的钢板剪力墙结构。过去 30 多年来,各国研究人员对钢板剪力墙进行了大量研究,提出了相关的计算方法和构造措施,但研究对象或试验模型的结构形式多为单层单跨或多层单跨,边缘框架多采用型钢柱^[8-9],与津塔钢板剪力墙的结构形式有所不同。为研究津塔钢板墙在往复荷载作用下的滞回性能和破坏形态,验证钢板剪力墙的三阶段设计原则,并为选择合理的构造形式提供依据,在有限元数值分析的基础上,完成了 2 片钢板剪力墙模型的低周往复加载试验。

1 钢板剪力墙数值模拟计算

钢板剪力墙模型以实际结构底部核心筒的剪力墙为原型,取 5 层 2 跨,缩尺比例为 1:5。分析对象包括非加劲钢板墙模型(SPSW1)和加劲钢板墙模型(SPSW2)。为分析钢板厚度对结构性能的影响,SPSW1 分别计算钢板厚度为 5mm 和 3mm 两种情况,SPSW2 仅计算钢板厚度为 5mm 一种情况。

采用有限元软件 MSC. MAC 对钢板剪力墙模型进行了数值模拟。有限元模型中的钢板、钢梁和钢管均采用 4 节点薄壳单元(thin shell element),钢管内的混凝土采用实体单元(brick element)。钢材采用弹塑性强化本构模型,弹性模量取 2.06×10^5 MPa,泊松比为 0.3。根据模型试验前完成的材料试验,钢板墙屈服强度取 $f_y = 265$ MPa,钢管屈服强度取 $f_y = 420$ MPa,钢梁屈服强度取 $f_y = 350$ MPa。混凝土采用有限元程序提供的混凝土弹塑性本构模型,抗压强度及模量均按 C80 混凝土取值,即 $f_c = 35.9$ MPa, $E_c = 3.8 \times 10^4$ MPa。有限元模型如图 1 所示。

1.1 特征值屈曲分析

通过特征值屈曲分析可以得到结构的特征值屈曲荷载和屈曲模态。特征值屈曲荷载是在不考虑缺陷情况下的理论解,比结构的实际屈曲荷载偏大。非线性屈曲分析时可根据特征值屈曲分析得到的屈曲模态来施加相应的初始缺陷,然后在考虑大变形效应的情况下进行非线性求解以得到屈曲荷载。钢板剪力墙的屈曲模态主要受钢板高厚比的影响,对于本文的试验,层高最大的第 2 层的钢板剪力墙最容易发生屈曲。

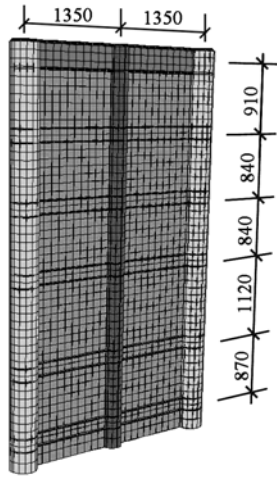


图1 钢板剪力墙有限元模型

Fig.1 Finite element model of steel plate shear wall

模型 SPSW1 未设置加劲肋,各层钢板墙在竖向荷载下的屈曲应力为 16 ~ 19MPa。设置加劲肋的钢板墙 SPSW2,如采用双面各 3 道加劲肋的布置方案时,各层的竖向屈曲应力为 164 ~ 176MPa;如采用双面各 4 道加劲肋的布置方案时,各层的竖向屈曲应力为 204 ~ 220MPa。考虑到钢板墙在施工过程中不可避免会承受一定的竖向荷载,为防止其在正常使用状态或小震作用下发生屈曲,模型 SPSW2 采用的是双面各 4 道加劲肋的布置方案。

1.2 非线性计算分析

单向推覆荷载作用下模型 SPSW1 的水平荷载-顶点位移曲线如图 2 所示。由于有限元模型及物理模型的第 5 层用于施加荷载并模拟顶部边界条件,本文均定义第 4 层顶部水平位移为顶点位移。钢板厚度 $t_w = 3\text{mm}$ 的钢板剪力墙的屈服荷载约为 1100kN,其极限承载力约为 1800kN;钢板厚度 $t_w = 5\text{mm}$ 的钢板剪力墙的屈服荷载约为 1800kN,极限承载力约为 2900kN。钢板墙厚度增加 2mm 后承载力提高约 60%,表明在钢板墙-钢管混凝土框架体系中,钢板墙对结构的抗侧承载能力起主要作用。

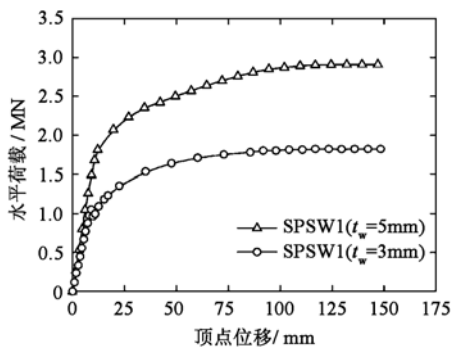


图2 单向推覆荷载作用下水平荷载-顶点位移曲线

Fig.2 Calculated bottom shear force versus top lateral displacement curves under unilateral load

图 3 为结构顶点位移达到最大值时的主应力方向图。1~4 层钢板墙中部位置的计算主应力方向及根据 CAN/CSA S16-94 即式(2)计算得到的拉力带方向见表 1 所示。主拉应力或拉力带的方向影响钢板墙承载力以及钢板墙与边缘构件之间连接的计算。但是,根据已有研究对拉力带模型的参数分析^[10-12],当拉力带方向在 37° ~ 50°间变化时,对计算结果的影响较小。

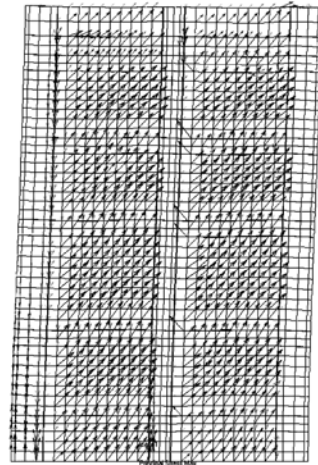


图3 钢板剪力墙推覆分析得到的主应力方向

Fig.3 Principle stress directions from lateral push analysis

表 1 钢板剪力墙拉力带方向

Table 1 Tension strip directions of steel plate shear wall

楼 层	3mm 钢板剪力墙		5mm 钢板剪力墙		
	拉力带方向		拉力带方向		
	有限元计算值 (SPSW1)	式(2) 计算值	有限元计算值 (SPSW1)	有限元计算值 (SPSW2)	式(2) 计算值
1	43.9°	39.4°	41.7°	43.8°	37.6°
2	44.3°	38.3°	44.6°	43.8°	36.2°
3	43.4°	39.6°	43.6°	44.2°	37.7°
4	43.6°	39.6°	36.7°	44.3°	37.7°

在往复荷载下,钢板墙厚度均为 5mm 的 SPSW1 和 SPSW2 的水平荷载-顶点位移滞回曲线如图 4 所示,由于加劲肋阻止了钢板的面外变形并提供一定的结构刚度,使 SPSW2 较 SPSW1 的刚度和承载力能力均有一定程度提高。由数值模拟结果可知,结构变形主要集中在第 2 层和第 3 层,而第 2 层的层间位错角最大,因此第 2 层为模型的薄弱层。

2 试件设计及模型参数

2.1 试件设计及主要参数

设计 2 个模型试件,试件改变的参数为钢板墙与边缘构件的连接方式以及钢板墙有加劲构造方式,构造参数如图 5 所示。其中,试件底部设置的 1/2

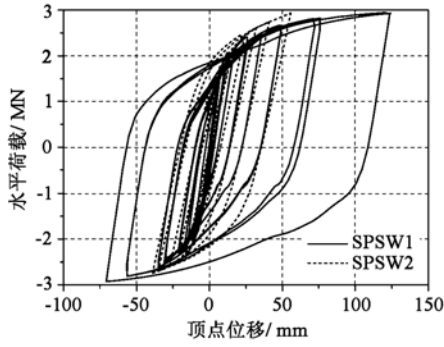
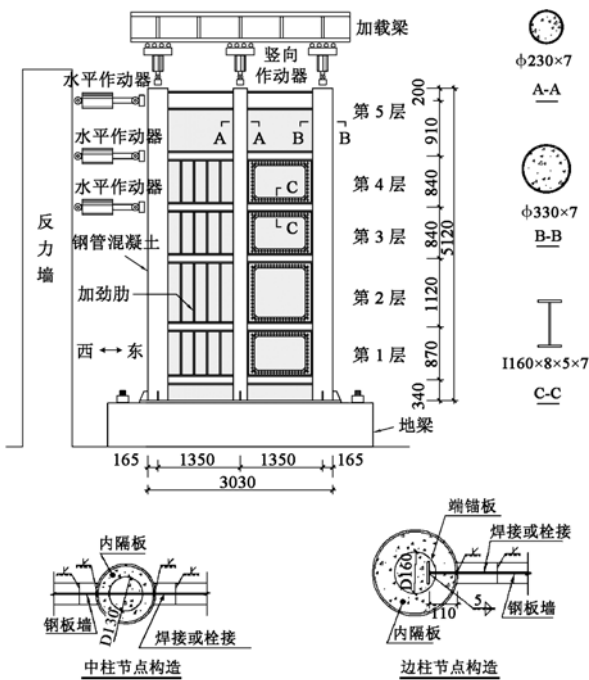


图4 水平荷载-顶点位移滞回曲线

Fig.4 Bottom shear force versus top lateral displacement curves of FEA results

层钢板墙和第5层钢板墙主要用于模拟边界条件。试件 SPSW1 的钢板墙与边缘构件之间为摩擦型高强螺栓连接,钢板未设置加劲肋。高强螺栓按等强原则进行布置,每边布置 1 排螺栓,规格为 M16-10.9 级,间距为 50~60mm,预紧力为 100kN。试件 SPSW2 的钢板墙与边缘构件之间采用全熔透对接焊缝连接。为保证钢板墙与竖向边缘构件的可靠连接,中柱位置处的钢板墙连接板采用贯穿钢管混凝土的构造形式,边柱位置处采用了埋入混凝土内的端锚板构造。为防止钢板剪力墙在使用荷载下发生屈曲,SPSW2 在每片钢板剪力墙上设置 4 道双面竖向 U 形加劲肋。加劲肋上下端与钢梁之间留有 10mm 间隙。第 2 层的 U 形加劲肋规格为 $[25 \times 20 \times 3]$,其余各层加劲肋规格为 $[25 \times 15 \times 3]$ 。



注:图左侧、右侧分别为SPSW2和SPSW1的构造示意。

图5 钢板剪力墙模型构造图

Fig.5 Specimen of steel plate shear wall

全部试件的钢板墙厚度均为 5mm,钢材等级为 Q235B;圆钢管和型钢梁的钢材等级均为 Q345B;钢管柱混凝土强度等级为 C80。材料参数见表 2 所示。

表 2 材性参数

Table 2 Material properties of test specimens

	规格	厚度/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /MPa
钢材	Q235B	5	265	350	2.06×10^5
	Q345B	5	420	575	2.06×10^5
	Q345B	7	350	520	2.06×10^5
混凝土	强度等级		f_{cu} /MPa	f_c /MPa	E_c /MPa
	C80		93.4	58.6	3.8×10^4

2.2 试验方案及测点布置

模型结构底部通过地梁与实验室台座锚固成整体,试验中可近似作为嵌固端处理。为防止加载过程中试件发生整体失稳,在边柱设置有侧向支架用于约束其面外变形。

钢管混凝土在结构中主要用于承受竖向荷载。为模拟重力荷载的作用,在各个柱顶分别设置可随动的竖向作动器施加竖向荷载,并在试验过程中保持竖向力恒定。其中,边柱柱顶轴向压力为 1450kN,中柱柱顶轴向压力为 800kN。

试验时首先施加竖向荷载,然后对钢板剪力墙模型结构施加低周水平往复荷载^[13]。第 1 级水平荷载为 ± 600 kN,其后每级加载 $\pm (200 \sim 400)$ kN,每级荷载均循环 2 遍。荷载或位移达到试验装置的加载能力时停止加载。水平往复荷载由 MTS 液压伺服加载系统施加,水平作动器分别位于第 3、第 4 和第 5 层的顶部。加载过程中各水平作动器所提供的水平力保持等比例,由下而上为 1:1:4,最大总侧向力加载能力为 ± 3000 kN,理论最大工作行程为 ± 500 mm。

试验过程中重点量测了钢板墙、钢管混凝土柱和钢梁在各级荷载作用下的应变以及变形,用于确定模型结构在往复荷载作用下的受力过程和破坏形态。测点主要包括:①布置于钢板墙及边缘构件上关键位置的应变片或应变花,对其中受力较大的第 2 层钢板墙进行了重点量测(图 6)。②每一层钢梁、基底等位置均安装位移计测量水平位移。③第 2 层钢板墙安装垂直于钢板平面的位移计,量测钢板墙的面外变形。

为了了解钢板墙的初始缺陷,试验前对试验模型的平面外初始变形进行了量测。其中 SPSW1 第 2 层西侧钢板墙面外最大初始变形值为 2.1mm,约为钢板墙短边边长的 1/450;第 1 层西侧钢板墙平面外最大初始变形值为 1.84mm,约为钢板墙短边边长的 1/400。SPSW2 第 2 层西侧钢板墙面外最大初始变形值为 2.25mm,约为钢板墙短边边长的 1/420;第 1 层西侧钢板墙面外最大初始变形值为 2.01mm,约为钢

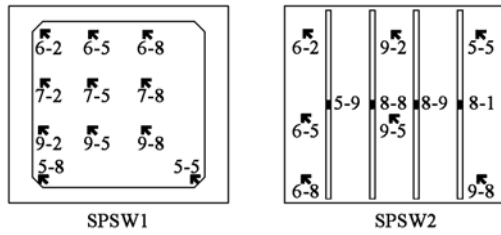


图6 第2层钢板墙应变测点布置图

Fig. 6 Arrangement of strain rosette on steel plate of 2nd storey

板墙短边边长的 $1/350$ 。各钢板的最大面外变形均位于每块钢板中部偏下的部位。

3 试验结果及分析

3.1 受力特征

在施加竖向荷载的过程中,试件 SPSW1 各部分保持弹性状态,钢板墙未发生可量测到的面外变形。第1级水平荷载加载至 $\pm 600\text{kN}$,加载过程中模型各部位均保持弹性状态。其中,正向加载至 200kN 时,钢板墙与周边梁、柱螺栓连接处开始发出清脆的噪声,为高强螺栓摩擦面滑移所导致。第2~4级荷载分别加载至 $\pm 800\text{kN}$ 、 $\pm 1000\text{kN}$ 和 $\pm 1400\text{kN}$,加载过程中钢板均处于线弹性状态,但由于螺栓滑移的影响,模型结构侧向刚度有所降低。第4级荷载之后,螺栓滑移所发出的噪声逐渐增多,噪声出现的频率随加载速率的变化而改变。第5级荷载加载至 $\pm 1800\text{kN}$,加载过程中第2、3层的4块钢板墙首先发生了明显的平面外屈曲,荷载-位移曲线也出现转折显示试件在这一级荷载下进入屈服状态。第6、7级荷载分别加载至 $\pm 2100\text{kN}$ 、 $\pm 2400\text{kN}$,在各个荷载循环过程中,第1~4层的各钢板墙均发生了明显的屈曲,且每次卸载至零开始反向加载时,原受拉对角线方向的钢板会突然向面外鼓曲而发出明显的挫屈声,这一点在其它试验研究中也多有发生^[14]。第8级荷载当水平力加至 2450kN 时,钢板墙与边缘构件的连接板出现了几处局部拉裂现象,第2、3层的钢梁翼缘发生局部屈曲,西侧钢管混凝土柱脚加劲板上方的钢管壁由于应力集中而发生拉裂。从荷载-位移曲线可以观察到结构已发生较明显刚度退化,但承载力并未下降。加载至 2550kN 时,受试验装置加载能力的限制而终止试验。试验后结束后钢板墙的最大残余面外变形为 $25 \sim 30\text{mm}$,屈曲形态如图7所示。试验结束后还可观察到钢板墙与边缘构件之间的大部分高强螺栓均已松动,拆除后可以发现摩擦面已发生明显的滑移。

在施加竖向荷载的过程中,试件 SPSW2 各部分

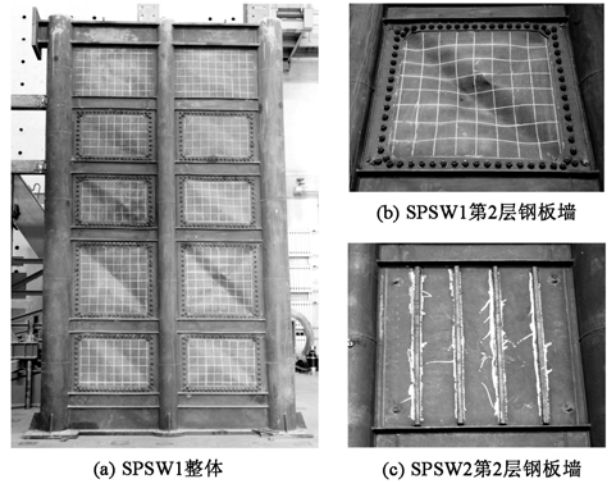


图7 试验后的试件屈曲形态

Fig. 7 Failure pattern of specimen

保持弹性状态,钢板墙未发生面外变形。第1级水平荷载加载至 $\pm 600\text{kN}$,此后每级荷载增加 $\pm 300\text{kN}$,第2~5级水平荷载分别为 $\pm 900\text{kN}$ 、 $\pm 1200\text{kN}$ 、 $\pm 1500\text{kN}$ 和 $\pm 1800\text{kN}$ 。在第1~5级荷载加载过程中,模型结构各部位均处于弹性状态,且钢板墙无屈曲发生,模型结构刚度明显高于 SPSW1。第6级荷载加载至 $\pm 2100\text{kN}$,加载过程中荷载-位移曲线发生转折表明模型结构进入屈服状态。屈服后改用位移控制,每级位移增量为 8mm 。第7~9级加载的顶点位移分别 24mm 、 32mm 和 40mm 。第7级荷载加载至 2200kN 时,第2层和第3层西侧的钢板墙产生轻微的外鼓现象。受加载能力限制,第10级荷载加载至 $\pm 2850\text{kN}$ 之后停止试验。试验结束后未观察到钢板墙有面外残余变形,试验过程中量测到的最大面外变形不超过 0.2mm ,因此可以认为采用加劲肋的模型 SPSW2 在整个试验过程中未发生屈曲。

试验中为了解钢板墙的噪声状况,特别是在相当于小震和强风荷载作用下的噪声,在钢板墙第2层安装有隔音室,并依据 GB/T 6882—1986《噪声源声功率级的测定消声室和半消声室精密法》^[15] 进行了噪声量测。根据量测结果,SPSW1 在加载过程中产生的噪声能量集中在全频带,低频声压级略高于高频声压级,A声级最高为 85dB ,L声级最高为 105dB 。SPSW2 在加载过程中产生的噪声主要集中在低频,A声级最高为 70dB ,L声级最高为 80dB ,该噪声对结构的正常使用基本没有影响。

3.2 竖向荷载下的应变

竖向荷载下第2层钢板墙以及钢管混凝土柱的竖向应变发展如图8所示。竖向荷载施加于柱顶,由于柱与钢板墙通过高强螺栓或焊缝连成整体,钢板墙也同时受到竖向压缩作用。实测数据表明,在 3700kN 竖向荷载(相当于实际结构的 50% 重力荷载

代表值)作用下,钢管和钢板墙的最大竖向应变约为 -280×10^{-6} ,压应力约为 55MPa,均处于线弹性状态。SPSW1 由于钢板墙刚度较低,距柱较近的部位压应变较大且与钢管柱的应变基本一致,而钢板墙中部区域的应变明显减小。SPSW2 中钢板墙各点的竖向应变较为均匀,且与钢管柱的应变基本一致,说明加劲肋显著提高了钢板墙的刚度并使其在竖向荷载下承受了更多的压力。

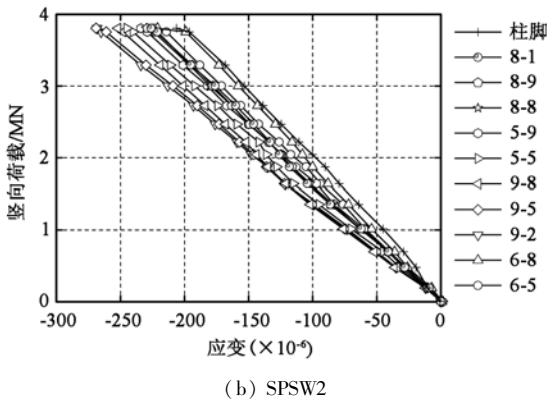
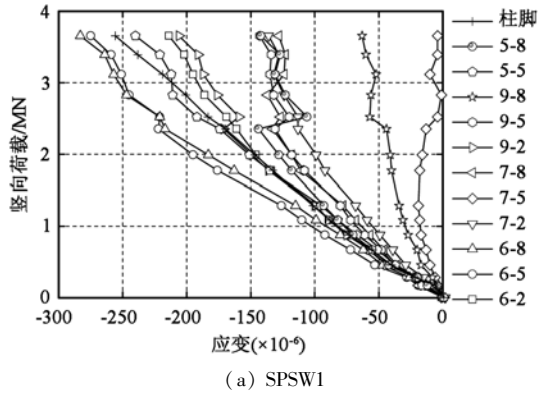
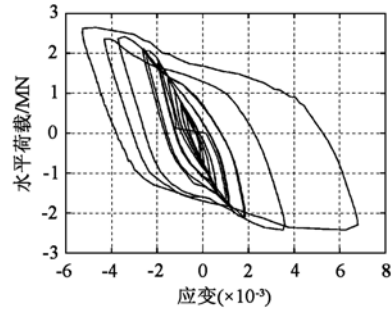


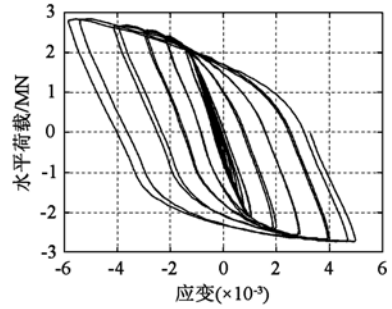
图8 竖向荷载作用下钢板墙及钢管的竖向应变
Fig.8 Vertical strains of steel plate and steel tubes under vertical load

3.3 往复荷载下的应变

钢管混凝土柱(东侧边柱)柱脚钢管竖向应变与水平荷载的实测关系曲线如图9所示,图中包括了竖向荷载下钢管内产生的压应变(约 $200 \times 10^{-6} \sim 250 \times 10^{-6}$)。对于 SPSW1,第4级加载过程中当荷载达到 1400kN 时,钢管开始出现受压屈服;第6级加载过程中荷载达到 -2100kN 时,钢管开始出现受拉屈服。对于 SPSW2,第7级加载过程中当荷载达到 2250kN 时,钢管开始出现受压屈服;第7级加载过程中荷载达到 -2400kN 时,钢管开始出现受拉屈服。根据变形协调条件,拉力作用下边柱钢管混凝土内的混凝土已经开裂。但受轴压作用等的影响,钢管混凝土柱脚处的荷载-钢管应变滞回曲线仍略偏于受压侧。



(a) SPSW1



(b) SPSW2

图9 水平荷载-柱脚钢管应变曲线

Fig.9 Vertical strains of steel tube columns near bottom of specimen

根据钢板墙上所设置的应变花实测结果,当水平荷载为 1800kN 时,试件 SPSW1 首次达到屈服应变;水平荷载达到 2100kN 时,试件 SPSW2 首次达到屈服应变。图10为在1个荷载循环内,实测的第2层钢板墙墙板中心位置的主拉应变与水平荷载的关系曲线。对于 SPSW1,钢板墙的主拉应变与垂直方向的夹角约为 44° ,但反向加载过程中由于钢板的屈曲,主应变的角度通常会产生突变。对于 SPSW2,钢板墙的主拉应变与垂直方向的夹角约为 42° ,但由于钢板墙未发生屈曲,反向加载时主拉应变角度的改变较为平缓。实测的主拉应力角度与表1所示的有限元计算结果基本一致。

3.4 滞回性能

模型结构的水平荷载-顶点位移曲线如图11所示。SPSW1 加载过程中的最大顶点位移为 138.0mm,对应的顶点位移角为 1/30。第1~4层的最大层间位移分别为 30.1mm、51.1mm、33.8mm 和 22.4mm,相应的层间位移角分别为 1/29、1/22、1/25、1/38,其中层高最大的第2层的最大层间位移角最大。SPSW2 加载过程中的最大顶点位移为 56.6mm,顶点位移角为 1/73。第1~4层的最大层间位移分别为 13.3mm、20.7mm、9.9mm 和 8.6mm,相应的层间位移角分别为 1/65、1/54、1/85、1/97。SPSW2 的滞回曲线呈饱满的梭形,在最后一个加载循环中,试件的承载力未出现明显下降。SPSW1 由于钢板墙的

屈曲,滞回曲线有一定程度捏缩现象,其抗侧承载能力也低于加劲的 SPSW2 试件。

将滞回曲线每一滞回环峰顶点连接起来,可得到如图 12 所示的模型结构水平荷载-顶点位移的骨架曲线。

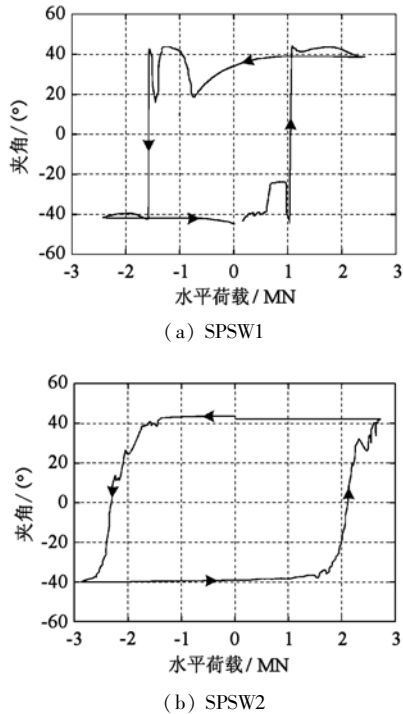


图 10 一个荷载循环内第 2 层钢板墙墙板中心位置的主应变方向

Fig. 10 Directions of principal strains at center of steel plate

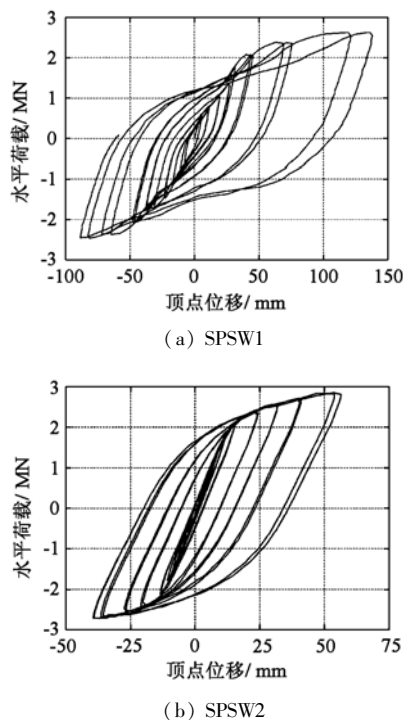


图 11 水平荷载-顶点位移试验曲线

Fig. 11 Total lateral load-top lateral displacement curves

架曲线。从图中可以看出,SPSW2 的初始刚度明显高于 SPSW1。SPSW1 和 SPSW2 的屈服荷载分别约为 1800kN 和 2100kN,这与实测的钢板墙达到屈服变形时所对应的荷载基本一致。正向加载时,屈服位移分别为 31.6mm 和 15.2mm,屈服位移角约为 1/130 和 1/270。需要指出的是,受水平作动器加载能力的限制,未测到两试件的极限点。

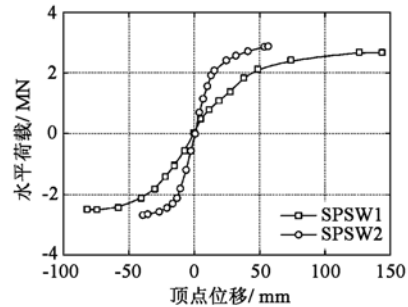


图 12 水平荷载-顶点位移骨架曲线

Fig. 12 Skeleton curves of lateral load-top displacement

4 结论

(1) 高强螺栓连接的钢板剪力墙在弹性阶段发生较大且密集的噪声。焊接连接钢板剪力墙在弹性阶段几乎没有噪声,不存在螺栓的滑移问题,可以满足正常使用的要求。

(2) 加劲钢板剪力墙的抗侧刚度较非加劲钢板剪力墙更大,设置加劲肋有利于提高结构在弹性阶段的刚度及稳定性。

(3) 试件在加载过程中均未发生钢板墙与周边框架间的明显连接破坏,表明采用高强螺栓连接或焊接连接均能满足结构的设计要求。

(4) 加劲和不加劲钢板剪力墙结构均具有较高的承载能力和稳定的滞回性能。

参 考 文 献

- [1] Astaneh-Asl A. Seismic behavior and design of steel plate shear walls [R]. Steel TIPS Report, Moraga: Structural Steel Educational Council, 2001.
- [2] 郭彦林, 董全利. 钢板剪力墙的发展与研究现状 [J]. 钢结构, 2005, 20(1): 1-6. (Guo Yanlin, Dong Quanli. Research and application of steel plate shear wall in high-rise buildings [J]. Steel Construction, 2005, 20(1): 1-6. (in Chinese))
- [3] JGJ 99—98 高层民用建筑钢结构技术规程 [S]. (JGJ 99—98 Technical specification for steel structure of tall buildings [S]. (in Chinese))
- [4] FEMA 450 NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures [S].
- [5] AISC 341-05 Seismic provisions for structural steel

- buildings[S].
- [6] CAN/CSA S16-94 Limit states design of steel structures[S].
- [7] Thorburn L J, Kulak G L, Montgomery C J. Analysis of steel plate shear walls [R]. Structural Engineering Report No. 107. Edmonton; Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, 1983.
- [8] Driver R G, Kulak G L, Kennedy D Z, et al. Cyclic test of four-story steel plate shear wall[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(2): 112-120.
- [9] 陈国栋, 郭彦林. 钢板剪力墙低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(2): 19-26. (CHEN Guodong, GUO Yanlin. Cyclic test of steel plate shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(2): 19-26. (in Chinese))
- [10] 王迎春, 郝际平, 李峰, 等. 钢板剪力墙力学性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2007, 39(2): 181-186. (Wang Yingchun, Hao Jiping, Li Feng, et al. Study on mechanical property of steel plate shear walls[J]. Journal of Xi'an University of Architectural and Technology: Natural Science Edition, 2007, 39(2): 181-186. (in Chinese))
- [11] Elgaaly M, Liu Yinbo. Analysis of thin-steel-plate shear walls[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(11): 1487-1496.
- [12] Elgaaly M. Post-buckling behavior of thin steel plates using computational models [J]. Advances in Engineering Software, 2000, 31(8-9): 511-517.
- [13] 邱法维, 钱稼茹, 陈志鹏. 结构抗震试验方法[M]. 北京: 科学出版社, 2000. (Qiu Fawei, Qian Jiaru, Chen Zhipeng. Experimental methods for earthquake resistance of structures[M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese))
- [14] 蔡克铨, 林盈成, 林志翰. 钢板剪力墙抗震行为与设计[J]. 建筑钢结构进展, 2007, 9(5): 19-25. (Tsai Keh-chyuan, Lin Ying-cheng, Lin Chih-han. Seismic responses and design of steel plate shear wall[J]. Progress in Steel Building Structures, 2007, 9(5): 19-25. (in Chinese))
- [15] GB/T 6882—1986 噪声源声功率级的测定消声室和半消声室精密法[S]. (GB/T 6882—1986 Determination of sound power levels of noise sources-precision methods for anechoic and hemi-anechoic rooms[S]. (in Chinese))

中美地震科学与减灾学术研讨会 会议通知

会议时间:2010年10月19日(会期一天)

会议地点:中国·北京

主办单位:国际欧亚科学院中国科学中心

承办单位:中国建筑学会、中国建筑科学研究院、中国城市规划设计研究院

支持单位:中国国际友好联络会
夏威夷中华总商会

大会主题:地震科学与减灾

大会议题:分题1: 灾害评估与测定

分题2: 建筑法规与防灾设计

分题3: 防灾与重大工程建设

分题4: 防灾计划与应急措施

演讲人员:美国20余位在地震科学、灾害评估、岩土工程、结构工程、防灾建筑等方面的专家将到会做演讲。中方演讲人包括中国科学院、国际欧亚科学院、四川省、中国建筑科学研究院、中国城市规划设计研究院和中国国家地震局的专家。

会议地点:全国人大会议中心

大会语言:中文和英文(即席翻译)。

注册费用:中国建筑学会会员可享受免费报名参会。其他参会代表每人注册费600元人民币,在报到时现场交费。所有参会人员可获得:会议论文集、会议指南、中午工作餐。

会议报名:请每位参会代表填写一张报名表(表格可在中国建筑学会网站下载:www.chinaasc.org),以电邮、传真或邮件寄往中国建筑学会。会议人数限60人,报满后停止接受报名。

报名确认:收到报名表后,大会秘书处将以书面回复确认报名,报到时请出示报名回执。

会务联系:中国建筑学会国际部 陈玲、吴普娟

地址:北京三里河路9号(100835)

电话:010-88082234,88082237

传真:010-88082222,88082223

电邮:asc@mail.cin.gov.cn

asc@chinaasc.org

网址:www.chinaasc.org