间断螺栓连接双波形钢板剪力墙抗震性能研究

高佳辉[1],马佳星[1,2,3],梁诗雪[1],王　韬[2*],宗　亮[3]
(1.浙江理工大学 建筑工程学院,杭州　310018; 2.浙大宁波理工学院 土木建筑工程学院,
浙江 宁波　315100; 3.天津大学 建筑工程学院,天津　300270)

摘　要: 波形钢板剪力墙凭借独特的几何结构,具备优异的承载力与耗能性能,但小位移加载阶段极易产生开裂,连接方式与几何参数对其抗震性能的影响规律有待深入研究。文中设计了2个采用间断螺栓连接的对扣式双波形钢板剪力墙试件,通过拟静力试验,重点研究其失效机制与滞回性能。利用ABAQUS有限元软件建立了10种不同波形参数的全壳单元模型,并引入初始缺陷,系统分析该新型剪力墙体系在不同波形参数下的抗震响应规律。结果表明:该剪力墙体系具备良好的抗侧承载力,在层间位移角达到2.4%时试件仍未出现裂缝,展现出优异的耗能与滞回性能,可支撑"小震无损,中震不坏,大震可替换"的抗震设计目标;螺栓连接区域的波形钢板腰部易发生局部屈曲,而无螺栓连接的腹板区域则以扭转屈曲为主要变形模式。数值分析表明,不同参数下结构的抗剪承载力最大可提升34%;减小波形腹宽可提升结构的抗侧刚度、承载力及加载前中期耗能能力;降低波高可显著提升结构的抗侧刚度和承载力,而大波高试件在大范围位移表现出更佳的耗能性能。该研究结果可为双波形钢板剪力墙的结构优化设计与实际应用提供关键支撑,有助于提升结构在强震作用下的安全性和耐久性。

关键词: 间断螺栓连接; 双波形钢板剪力墙; 拟静力试验; 有限元分析; 波形参数; 抗震性能
中图分类号: TU398.2,TU352.11　　**文献标志码:** A　　**文章编号:** 1671－9379(2026)07－0001－12
DOI: 10.13969/j.jzgjgjz.20241205001

Seismic Performance Study of Double-Corrugated Steel Plate Shear Walls with Intermittently Bolted Connections

GAO Jiahui[1], *MA Jiaxing*[1,2,3], *LIANG Shixue*[1], *WANG Tao*[2*], *ZONG Liang*[3]
(1. School of Civil Engineering, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China; 2. School of Civil Architecture Engineering, Ningbo Tech University, Ningbo 315100, China; 3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300270, China)
*Corresponding author: wangtao@nbt.edu.cn

Abstract: Corrugated steel plate shear walls, with their unique geometry, exhibit excellent load-bearing and energy-dissipation capacities. However, they are prone to cracking under small displacement loading, and the effects of connection methods and geometric parameters on seismic performance remain unclear. In this study, two double-corrugated steel plate shear walls with intermittently bolted connections were designed, and quasi-static tests were conducted to investigate their failure mechanisms and seismic performance. Finite element analysis was performed using ABAQUS to simulate and design ten full-shell-element models with different waveform parameters and initial defects. The

收稿日期:2024-12-05
基金项目:国家自然科学基金(52108177),宁波市国际科技合作项目(2023H008),宁波市重点研发计划项目(2022Z165)
作者简介:
高佳辉(1999—),男,硕士研究生,主要从事钢结构与结构抗震修复方面的研究。E-mail:1581922193@qq.com。
通信作者:
王　韬(1976—),男,博士,副教授,主要从事钢结构与结构抗震方面的研究。E-mail:wangtao@nbt.edu.cn。

seismic behavior of this shear wall system was systematically evaluated under various waveform configurations. The high agreement between the experimental data and simulation results validated the accuracy and reliability of the finite element model. The results show that the shear wall system has high lateral load-bearing capacity, with no cracking observed at a drift angle of up to 2.4%. It demonstrates superior energy dissipation capacity and hysteretic behavior, promising to advance the seismic design philosophy of "no damage under frequent earthquakes, repairable under design earthquakes, and replaceable under rare earthquakes.". Local buckling is prone to occur in the waist region of bolted areas, while torsional buckling is more common in the unbolted web areas. Parametric analysis reveals that the ultimate shear capacity can be increased by up to 34% under varying structural configurations. Reducing the corrugation width enhances lateral stiffness, load-bearing capacity, and early-to-mid-stage energy dissipation capacity, while decreasing the wave height improves lateral stiffness and load-bearing capacity. Structures with larger wave heights show better energy dissipation capacity at larger displacements. This research provides critical support for the optimization and practical application of double-corrugated steel plate shear walls, thereby enhancing structural safety and durability under strong seismic conditions.

Keywords: intermittently bolted connection; double-corrugated steel plate shear wall; quasi-static test; finite element analysis; waveform parameter; seismic performance

波形钢板剪力墙作为新型抗侧力构件,近年来得到国内外学者广泛关注,其独特的几何构造使其具备优异的抗震性能和承载能力,在高层建筑与重要基础设施中具备良好应用前景。

已有研究表明[1-3],波形构造可显著提升钢板的面外刚度,约束面外屈曲发展,在耗能能力、延性及初始刚度方面均优于传统平钢板剪力墙的对应值。BERMAN等[2]通过试验与有限元分析发现,45°波形钢板剪力墙具备良好的刚度与耗能特性,适用于高抗震设防区域。IKARASHI等[4]开展薄钢板墙试验研究后指出,钢板宽厚比是决定滞回曲线形态的核心参数。EMAMI等[5]针对梯形波形钢板剪力墙开展研究,结果表明其延性、耗能与初始刚度均优于无加劲平钢板的相应值。KALALI等[6]通过数值分析发现,内嵌钢板的厚度、波形角度及半波数量均会改变墙体的滞回性能,合理选择几何参数可充分发挥构件抗震潜力。FADHIL等[7]研究发现,波形角为10°时剪力墙的抗侧强度与耗能能力达到峰值,竖纹、横纹钢板分别在30°、20°时初始刚度与延性最佳。CAO等[8]提出,合理设计波纹参数能够避免弹性屈曲问题,同时探讨了波形钢板与钢框架同步施工的可行性。李靓娇[9]对折线形钢板墙在纯压力与剪力下的屈曲性能展开了分析,推导了相应荷载计算公式与设计方法,明确了剪切滞回性能的关键影响因素,并建立了正弦形钢板墙的压剪屈曲方程。此外,波形钢板剪力墙在实际应用中常受初始几何缺陷影响,王威等[10]研究证实初始缺陷会显著降低墙体的承载能力与滞回性能水平。在波形钢板与钢框架的连接研究中,现有文献[11-13]指出焊接连接可保证结构初始刚度,但钢板焊缝易发生撕裂破坏,受力性能依赖焊接施工质量;高强螺栓连接的钢板剪力墙延性更佳,虽初始刚度略低,但极限承载力与变形能力均优于焊接试件的相应值。

现有试验成果[14]证实波形钢板剪力墙具备良好的承载力与滞回性能,但常规波形钢板墙通常在层间位移角1%以内即出现初始裂缝,实际服役过程中易发生开裂损伤,难以长期维持稳定的承载与耗能能力,相关试验结论难以直接指导工程实践,需综合开展波形钢板在抗裂性能、抗疲劳性能等多方面研究。同时,现有双波形钢板剪力墙相关研究多聚焦单一几何参数对滞回性能的影响,针对波形钢板与钢框架连接方式的研究较少。基于上述研究现状,本文首次提出一种间断螺栓连接的对扣式梯形双波形钢板剪力墙体系,通过螺栓间断紧固内嵌波形钢板,延缓墙体开裂进程,兼顾结构刚度、极限承载力与耗能能力;结合拟静力试验与有限元分析,系统分析多种几何参数对剪力墙抗震性能的影响,相关研究结论可为双波形钢板剪力墙的工程设计提供重要理论依据和技术支撑。

1 拟静力试验

1.1 试件设计

结合单波形钢板受力机理与结构形式,本文提出的双波形钢板剪力墙试件由两块薄波形钢板与垫片组成,内嵌钢板采用梯形波形构造,具体截面如图1所示,主要参数包括腹宽(b)、腰宽(b_w)、波斜宽度(d)、波斜子板宽度(c)、波高(h_r)、波形角(θ)、翼缘宽度(b_f)及波板厚度(t_w)。

结合国内民用建筑常规尺寸标准,普通住宅标准层高通常为2.7~3.0 m,底层层高为3.6~4.5 m之间,剪力墙长度一般为1.0~3.0 m。根据实际工程尺寸,采用1∶2缩尺比例设计了2个梯形双波形钢板剪力墙试件,单块波形钢板波高为48 mm,双波形钢板波高约为96 mm,与工程实际180 mm厚剪力墙尺寸比例匹配。试件编号为RSPSW-1、RSPSW-2,详细试件波形参数见表1。

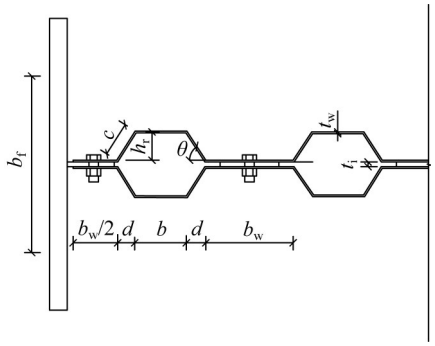


图1　试件截面示意

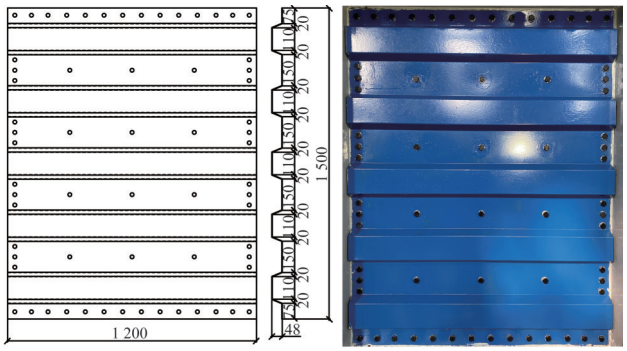
Fig. 1　Diagram of specimen cross-section

表1　试件波形参数

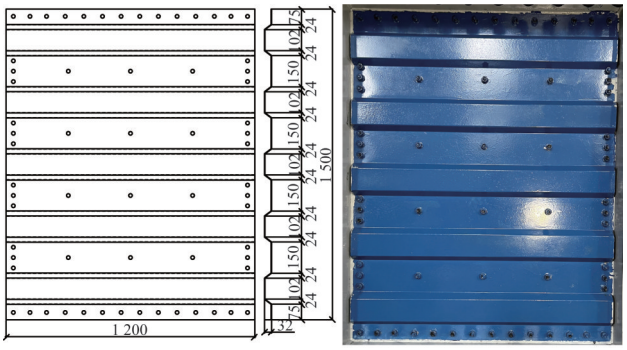
Table 1　Corrugated parameters of specimens

试件编号	b/mm	b_w/mm	h_r/mm	d/mm	c/mm
RSPSW-1	110	150	48	20	52
RSPSW-2	102	150	32	24	40

试件整体外框尺寸为1 520 mm×1 495 mm，由钢外框架与内嵌双波形钢板两部分组成；钢外框上下翼缘板宽495 mm、厚30mm，左右翼缘板宽300 mm，厚20 mm；内嵌波形钢板厚6 mm；内嵌波形钢板整体尺寸为1 500 mm×1 200 mm，板厚1.65 mm，具体尺寸如图2所示。



a) 试件RSPSW-1



b) 试件RSPSW-2

图2　波形钢板尺寸与实际图（单位：mm）

Fig. 2　Corrugated steel plate dimensions and actual picture (unit: mm)

根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)[15]规定，螺栓间距的最大、最小值与孔径、板厚有关。已有相关研究[14-16]表明，合理布置螺栓孔不会造成构件破坏，且对墙体承载性能影响较小；为方便施工安装或更换，工程中倾向选用大直径、少数量的螺栓。本试件钢板厚度较小，若严格依照规范控制螺栓最大间距，构造设计偏于保守；该剪力墙为抗震受力构件，承受偶然地震荷载，综合施工便利性选用8.8级M16摩擦型高强螺栓，螺栓孔径为16 mm。如图3a)所示，波形钢板两侧螺栓间距设置为50 mm，满足螺栓最小间距即3倍孔径(3×16=48 mm)的要求；上下两排螺栓不作为受力控制项，间距为80 mm；双波形钢板中间设置12块规格为100 mm×100 mm×6 mm的垫片，通过M16螺栓紧固，垫片沿竖向间距300 mm布置。

如图3b)所示，波形钢板仅在腰部位置通过螺栓与外框架内嵌钢板相连，腹板区域不设置螺栓连接，与一体化焊接工艺不同，此双波形钢板剪力墙形成了间断式螺栓连接体系。

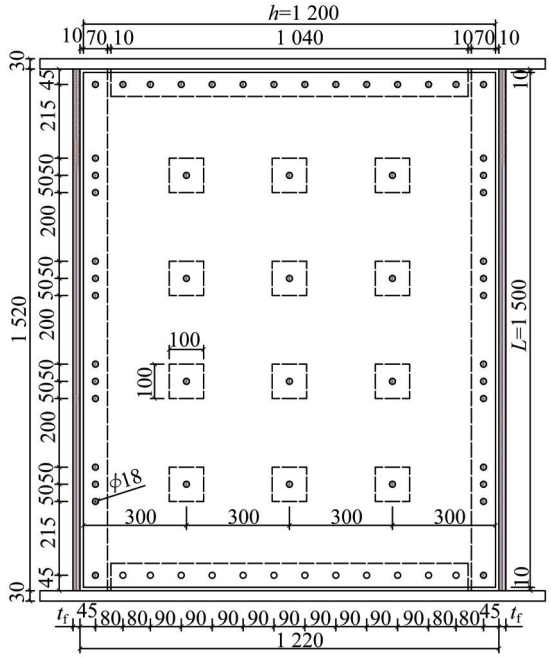
试件外框架及内嵌波形钢板均采用Q235钢材，材料拉伸试样与试件为同一批次钢材加工。钢材拉伸试样尺寸按照文献[17]要求选取短比例试样；采用WAW-1000B型万能试验机开展钢材拉伸试验，配套引伸计同步采集变形数据，通过应力-应变曲线获取钢材弹性模量、屈服强度、极限强度，实测材料力学性能指标见表2。

1.2　试验装置与加载制度

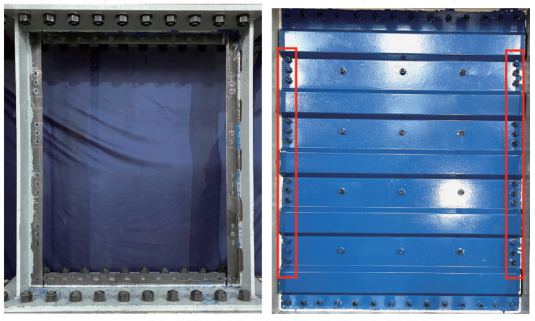
如图4所示，本试验采用YJ-1-3000型高精度拟静态压剪加载装置，电液伺服作动器末端通过转接板固定于反力墙，首端通过球铰与加载梁连接；加载梁通过四连杆机构与主横梁相连，确保在加载过程中加载梁始终保持水平；试件底部钢底座通过16根加固锚杆与地面锚固，避免低周往复荷载作用下试件产生侧向位移。

试验加载前对所有螺栓施加标准预紧力，消除钢板接触面滑移。加载制度遵循《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)[18]，分为弹性阶段与塑性阶段。在弹性阶段，单级位移增量为1 mm，每级循环3次，加载速率为0.2 mm·min^{-1}，观测墙体在较小位移下的响应情况。而在塑性阶段，位移幅值分别为±4.5 mm、±6 mm、±9 mm、±12 mm、±18 mm、±24 mm、±30 mm、±36 mm等，每个位移幅值往复循环3次，加载速率逐步提升并稳定至10 mm·min^{-1}，加载时位移精度控制在1 mm误差范围内。

当观测到试件承载力下降至峰值的85%以下，或试件发生完全屈服破坏时，停止加载。



a) 外框架及螺栓孔位设计图(单位：mm)



b) 波形钢板与钢框架间断连接图

图3 钢框架波形钢板尺寸及连接设计图

Fig. 3 Steel frame corrugated steel plate dimensions and connection design

表2 钢材力学性能指标

Table 2 Mechanical properties of steel

板材厚度/mm	屈服应力/MPa	极限应力/MPa	弹性模量/GPa	伸长率/%
1.65	283.01	384.16	195.00	28.3
6.00	275.58	384.34	193.76	30.2
20.00	280.10	383.99	194.56	31.7

1.3 试验现象与分析

当往复加载位移小于3 mm时，试件的侧向荷载-位移曲线基本呈线性特征。此时，钢框架与波形钢板均处于弹性受力阶段，波形钢板无明显鼓曲现象，且钢框架与波形钢板连接处未出现破坏。位移为3 mm工况下，试件RSPSW-1的最大荷载为120.2 kN，试件RSPSW-2的最大荷载可达178.5 kN，试件RSPSW-1的弹性刚度小于试件RSPSW-2的弹性刚度，与单波形钢板研究结论一致；



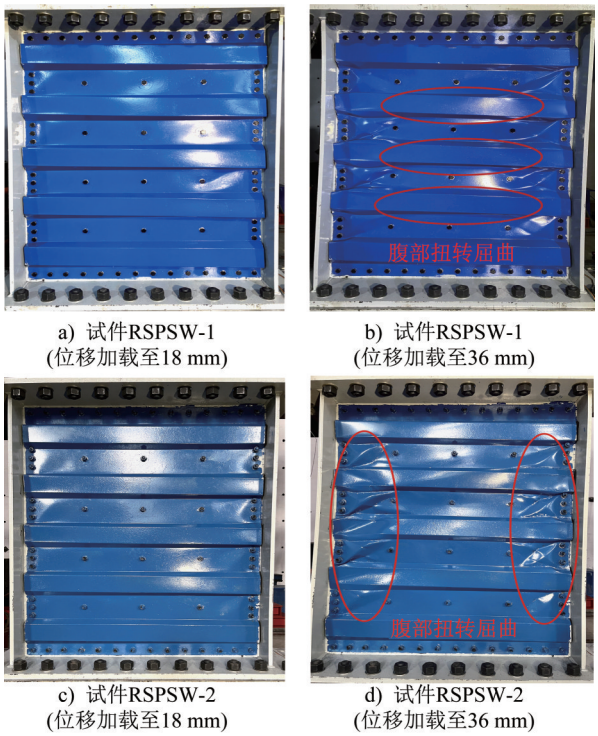
图4 试验装置

Fig. 4 Test setup

波高越大，波形展开长度越大，结构弹性刚度越低[19]。

当加载位移超过4.5 mm(层间位移角为0.3%)时，双波形钢板剪力墙试件进入弹塑性阶段，波形钢板腰部开始出现局部剪切屈曲，屈曲初始位置出现在靠近两侧框架的螺栓孔周边；位移增至6～9 mm时，波形钢板腹部产生轻微扭转屈曲，此时试件RSPSW-1、RSPSW-2对应的最大荷载分别达到219.0 kN、283.6 kN。随加载位移持续增大，钢板屈曲变形逐步发展；当加载位移达到18 mm时，试件两侧波形钢板腰部局部屈曲、腹部扭转屈曲变形清晰可见(图5a)、c))，即便屈曲变形持续发展，墙体承载力仍保持上升趋势。

持续往复加载过程中试件发出缓慢打鼓声响，波形钢板上部靠近框架位置逐步形成斜向拉力带。加载至±30 mm时(层间位移角为2.0%)，试件RSPSW-1、RSPSW-2的承载力分别降至峰值荷载的91%、90%，分



a) 试件RSPSW-1 (位移加载至18 mm)

b) 试件RSPSW-1 (位移加载至36 mm)

c) 试件RSPSW-2 (位移加载至18 mm)

d) 试件RSPSW-2 (位移加载至36 mm)

图5 试验现象

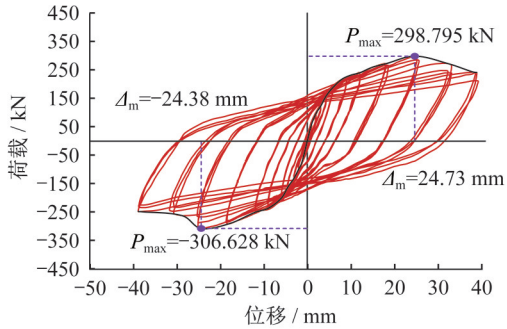
Fig. 5 Test phenomena

别下降了26 kN、42 kN；此时波形钢板累积大量塑性损伤，墙体中部三列波楞靠近框架处屈曲变形显著，两侧斜拉力带形态清晰。位移加载至±36 mm时，试件RSPSW-1、RSPSW-2承载力下降明显，仅为峰值荷载的80.8%、78.2%，分别下降了57 kN、88 kN。至此，判定试件发生严重破坏，终止试验。

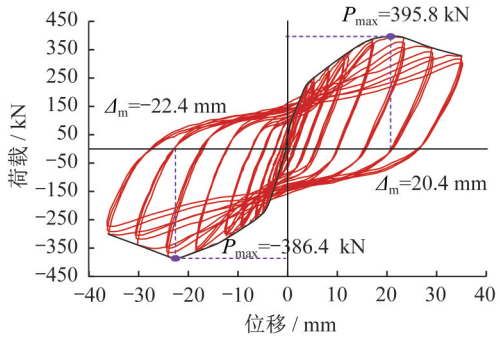
试件最终破坏形态如图5b)、d)所示，红圈标注区域为试件屈服集中部位，腰部局部屈曲、腹部扭转屈曲主要集中于墙体两侧靠近框架区域，墙体中部变形程度较小，说明斜拉力带可有效约束屈曲变形进一步扩展。值得重点说明，在位移加载至±36 mm(层间位移角为±2.37%)时，试件RSPSW-1、RSPSW-2的波形钢板均未出现开裂。现有常规波形钢板墙试验数据显示，普通波形钢板墙在层间位移角达到1%之前即产生初始裂缝，位移角达到2%时钢板撕裂损伤严重[20]。本文提出的间断螺栓连接双波形钢板剪力墙抗撕裂性能大幅提升。同时钢框架边角区域无明显屈曲变形，证明外框架构造具备充足稳定性与延性储备。

1.4　实测滞回曲线

试件RSPSW-1、RSPSW-2的滞回曲线如图6所示，整体滞回环饱满，抗震性能表现优良。荷载达到峰值承载力前，同一位移幅值下3次循环滞回曲线形态基本重合。



a) 试件RSPSW-1



b) 试件RSPSW-2

图6　试件滞回曲线

Fig. 6　Hysteresis curves of specimens

加载位移达到±20 mm后，试件RSPSW-1、RSPSW-2分别达到峰值承载力298.8 kN、395.8 kN；超过峰值承载力后，同级位移下后一个滞回环略低于前一个滞回环，表明往复加载过程中承载力逐渐降低；但三次循环滞回环包围面积差异较小，说明墙体耗能性能稳定；同时试件正向、负向峰值荷载数值基本对称，受力无明显偏心。

试验对比可知，波高更大的试件RSPSW-1其承载力低于试件RSPSW-2的承载力，但峰值荷载对应的加载位移更大。另外，试件RSPSW-2往复加载过程中螺栓滑移现象更为明显，试件RSPSW-1滑移效应微弱。增大波高可提升滞回曲线稳定性与大变形耗能能力，延缓试件后期屈曲破坏。但波高增大会降低结构的初始刚度与极限承载力；波形腹宽改变会同步调整波斜子板宽度、波斜宽度，直接影响稳定拉力场形成，对抑制钢板面外屈曲起到关键作用。因此，本文采用ABAQUS有限元软件建立间断螺栓连接双波形钢板剪力墙有限元模型，以波高(h_r)、腹宽(b)为核心变量开展参数分析，探究不同波形几何组合对墙体抗震性能的综合影响。

2　双波形钢板剪力墙有限元模型

2.1　有限元模型建立

该双波形钢板剪力墙有限元模型尺寸与试验试件尺寸统一，波形钢板高度均为1 500 mm，宽度均为1 200 mm，波板厚度均为1.65 mm。采用ABAQUS有限元软件完成建模。

2.1.1　单元选取与网格划分

本试验所用钢板墙为薄钢板墙，故模型中波形钢板与两侧竖向连接板采用了S4R壳单元模拟；该单元可精准模拟平面、三维轴对称薄膜应变与薄厚壳结构的剪切变形，适用范围广[21]，沿厚度方向可自定义积分点，通过Simpson积分[22]计算应力与应变，完整还原钢材材料非线性行为。

为兼顾计算精度与计算效率，采用软件自动四边形网格划分算法生成S4R单元。WANG等[19]的数值分析表明，波形钢板波峰位置网格划分数量不少于8个、墙体整体宽度网格划分数量不少于40个，可有效提升计算精度；验证结果显示，波峰处划分8个网格相比7个网格计算精度提升约20%，网格数量≥8时计算结果趋于稳定。因此本次模型波形钢板波峰、波谷处网格划分为8；顶部刚性加载平面的网格划分对计算结果无显著影响，因此网格尺寸统一为20 mm，完整有限元模型如图7a)所示。

2.1.2　材料本构参数

模型顶部、底部加载构件采用二维线性离散刚体，无需定义材料属性；左右翼缘钢板及中间内嵌波形钢板均采用Q235钢材理想弹塑性本构模型，参数取自材性试验结果，钢材密度M为7.85×10^3 kg·m^{-3}、弹性模量E为

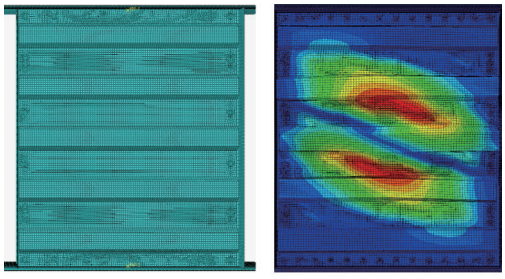
2×10^5 MPa、泊松比υ为0.3。

2.1.3 边界条件与初始缺陷模拟

试验中双波形钢板底部与T形框架通过高强螺栓紧固，底部约束刚度极大。有限元模型中上下钢框架简化为刚体部件，采用耦合约束与Tie绑定模拟刚体部件与双波板钢板的连接，忽略框架自身变形。ELGAALY等[23]研究证实加载前期螺栓连接无滑移失效，受力性能与焊接构造接近；本次试验加载全过程螺栓未发生滑移与剪切破坏，因此模型中双波形钢板之间、钢板与竖向连接板的螺栓连接均采用Tie绑定约束。

为符合试验条件，在上下刚体连接部件中段设置两个参考点，顶部参考点RP1施加水平x向位移模拟往复加载，约束U_3、U_{R4}、U_{R5}、U_{R6}自由度，限制墙体竖向位移与平面外转动；底部参考点RP2全自由度固定，模拟底部锚固约束。

屈曲分析借助ABAQUS线性屈曲求解模块开展。以双波形钢板剪力墙原始模型节点坐标为基础，乘以对应比例系数生成含初始几何缺陷的计算模型，以此实现缺陷影响数值分析；屈曲计算模型与缺陷模型的节点坐标保持完全一致。完成建模后创建屈曲分析步，设置提取前两阶特征值，并在参考点RP1施加单位荷载，求解得到前两阶弹性屈曲模态与对应特征值，结果如图7b)所示。



a) 网格划分 b) 二阶屈曲模态

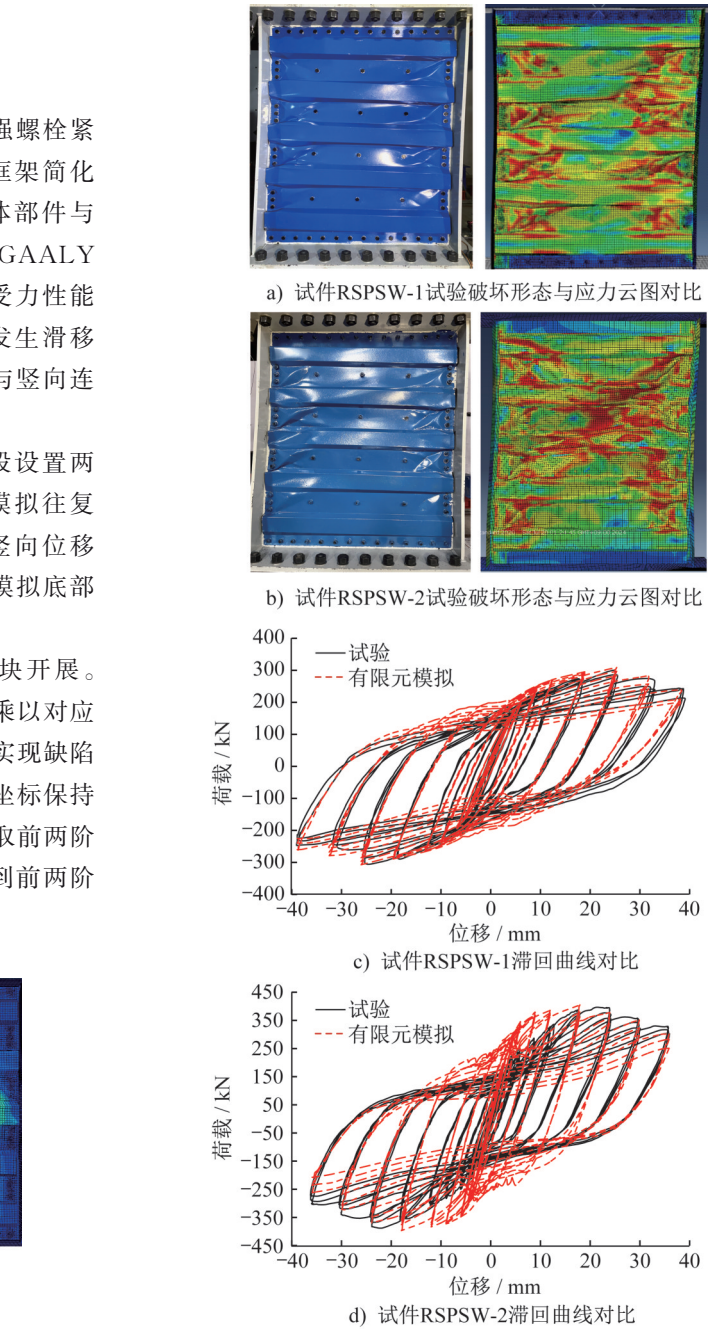
图7 模型建立过程

Fig. 7 Model establishment process

2.2 有限元模型验证

为验证建模方法的准确性，有限元模型尺寸、材料参数、边界条件与试验试件完全一致。

对比试验破坏形态与数值模拟应力云图(图8a)、b))可知，两个试件的屈服区域模拟结果与试验现象基本吻合。波形钢板靠近框架两侧螺栓位置出现明显局部屈曲，并形成清晰拉力带，数值模型中屈曲发生位置与变形模式和试验高度一致；钢板腹部产生扭转屈曲，波峰、波谷区域变形尤为突出，模拟的应力集中区域与试验观测到的腹部变形规律相符，有效验证了有限元模型的可靠性。



a) 试件RSPSW-1试验破坏形态与应力云图对比

b) 试件RSPSW-2试验破坏形态与应力云图对比

c) 试件RSPSW-1滞回曲线对比

d) 试件RSPSW-2滞回曲线对比

图8 试验与有限元模拟结果对比

Fig. 8 Comparison of results between test and finite element simulation

模型弹性阶段的初始刚度略大于试验试件的初始刚度，原因是实际试件存在加工工艺、尺寸偏差等问题；同时实体螺栓加载过程中存在微小转动滑移，因此位移加载至12 mm前试验滞回环包围面积小于模拟滞回环包围面积。由图8c)、d)对比可知，试件RSPSW-1试验正负向峰值荷载分别为298.80 kN、−306.63 kN，模拟值为303.50 kN、−306.63 kN，相对误差为1.57%、0；试件RSPSW-2试验正负向峰值荷载分别为395.78 kN、−386.35 kN，模拟值为403.78 kN、−395.13 kN，相对误

差为2.02%、2.27%，所有峰值荷载误差均控制在5%以内；试件RSPSW-2试验时存在螺栓滑移现象，峰值荷载对应的位移为20.4 mm，模拟位移与试验位移相对误差为11.8%，处于合理范围。

综上所述，本文的数值模拟结果与试验结果基本一致，有限元模型可真实反映波形钢板屈曲变形与破坏机理，可依托该模型开展后续参数拓展分析。

3　有限元结果分析

现有研究[16]表明，波形钢板抗剪承载性能主要受墙体整体尺寸（板厚t、宽高比b/h）控制；对于波形钢板剪力墙，除整体尺寸外，波形参数是决定受力性能的核心变量，其中波高h_r、腹宽b改变会同步调整波斜宽度、波形倾角，对墙体承载与变形特征影响显著。

本节以波高、腹宽为变量建立10个波形钢板剪力墙模型（M-1～M-10），开展低周往复荷载数值模拟，系统分析波形参数对剪力墙滞回性能的影响，模型具体参数见表3。

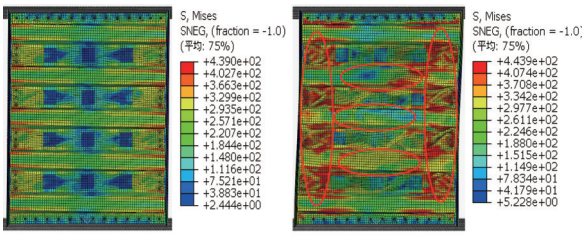
表3　各模型参数

Table 3　Parameters of models

模型编号	b/mm	b_w/mm	h_r/mm	d/mm	c/mm
M-1	110	150	56	20	60
M-2	128		48	11	49
M-3	110		48	20	52
M-4	92		48	29	56
M-5	74		48	38	60
M-6	110		40	20	45
M-7	92		40	29	49
M-8	74		40	38	55
M-9	110		32	20	38
M-10	92		32	29	43

3.1　破坏模式

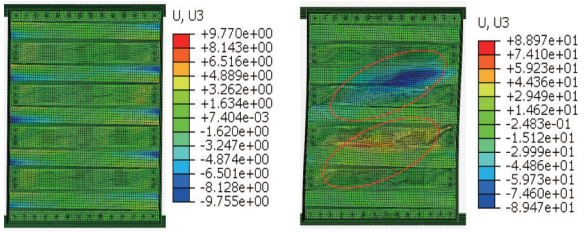
提取模型M-3屈服位移、极限位移对应的von Mises应力云图与面外变形图，如图9、10所示。屈服位移阶段，钢板波峰、波谷交界处的应力与变形集中，墙体两侧靠近框架区域应力达到峰值，钢板中部应力分布均匀。极限位移阶段：墙体两侧应力高度集中，钢板腰部、腹板屈曲变形显著，板面形成贯通斜拉力带，最终出现整体破坏。



a）屈服位移阶段　　b）极限位移阶段

图9　模型M-3应力云图（单位：MPa）

Fig. 9　Stress contours of model M-3 (unit: MPa)



a）屈服位移阶段　　b）极限位移阶段

图10　模型M-3面外变形图（单位：mm）

Fig. 10　Out-of-plane deformation of model M-3 (unit: mm)

3.2　参数分析

3.2.1　腹宽的影响

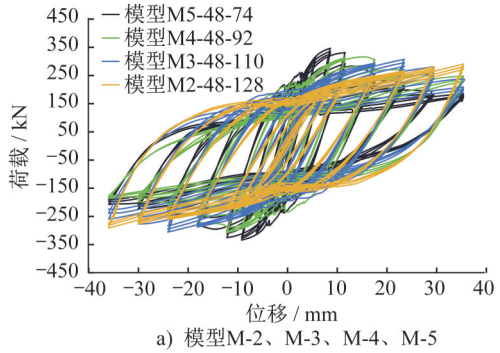
选取两组模型分析腹宽的影响规律，第一组波高为48 mm（模型M-2、M-3、M-4、M-5），第二组波高为40 mm（模型M-6、M-7、M-8），从滞回曲线、骨架曲线、刚度退化曲线、等效黏滞阻尼系数四方面展开分析。

（1）滞回曲线与骨架曲线

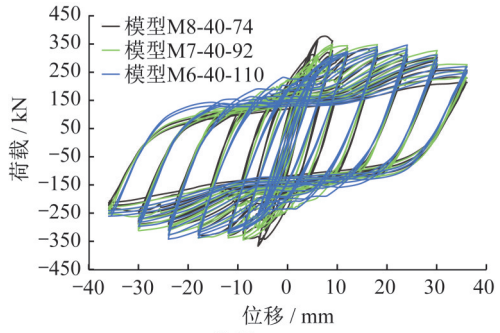
由图11可知，相同波高条件下，腹宽更大的模型滞回曲线在大变形阶段更饱满，曲线表现出较好的能量耗散能力，塑性变形能力更强；腹宽较小的模型（如模型M-5、M-8）小位移范围内滞回环面积更大，耗能更突出，但加载后期至大位移范围时滞回曲线收窄，耗能衰减明显。随腹宽减小，第一组模型M-3、M-4、M-5的峰值抗剪承载力较模型M-2的峰值抗剪承载力分别提升了5%、2%、9%；第二组模型M-7、M-8的峰值抗剪承载力较模型M-6的峰值抗剪承载力分别提升了1%、7%。

由图12可知，各组模型骨架曲线整体呈S形；腹宽区间为92～128 mm时，墙体峰值承载力差异较小；腹宽降至74 mm后，峰值承载力提升幅度明显。加载前中期，腹宽越小，荷载上升速率越快，峰值荷载越高；加载后期，小腹宽模型承载力退化速度更快，大腹宽模型达到峰值后可承受更大的塑性变形，延性更优。

采用几何作图法基于模型骨架曲线分析其延性与承载性能，几何作图法中重要特征点定义如图13所示。沿OA与荷载-位移曲线的初始段作切线，过峰值荷载点C点作水平线与切线相交于点A；由A点向下作垂线AE与位移-荷载曲线相交于E；作OE延伸线与C点水平线相交于B；过B点作垂线与位移-荷载曲线相交于F点，该点



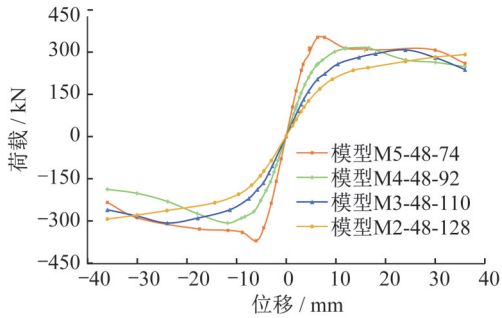
a) 模型M-2、M-3、M-4、M-5



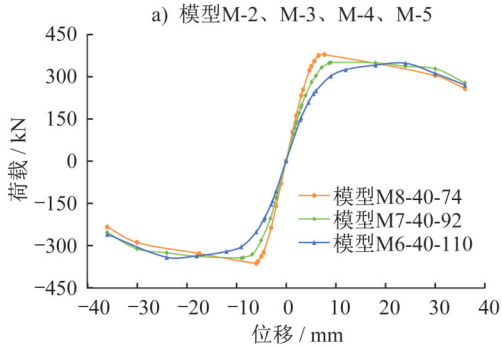
b) 模型M-6、M-7、M-8

图11 不同腹宽下模型滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves of models with different corrugation widths



a) 模型M-2、M-3、M-4、M-5



b) 模型M-6、M-7、M-8

图12 不同腹宽下模型骨架曲线

Fig. 12 Skeleton curves of models with different corrugation widths

为屈服点；取峰值荷载的85%对应D点作为极限位移点。模型正向、反向加载对应的各特征荷载与特征位移数值如表4所示。

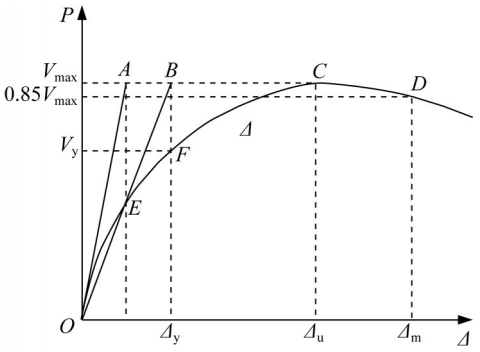


图13 几何作图法

Fig. 13 Geometric construction

由表4可知，相同波高下，腹宽减小会提升屈服荷载P_y、降低屈服位移Δ_y。说明减小腹宽可提高结构抗侧刚度，墙体更小位移下即可达到屈服荷载。

所有模型的延性系数介于3.05%～5.38%，均大于3，表明该双波形钢板模型具有较好的延性。延性系数随腹宽增大整体呈上升趋势，大腹宽模型极限荷载后塑性变形能力更强。

同时，峰值位移Δ_m、极限位移Δ_u随腹宽减小明显降低。例如，模型M-2的峰值位移为36.00 mm、极限位移为68.91 mm，模型M-5的峰值位移仅为9.00 mm、极限位移为16.01 mm。这表明短腹宽模型达到极限荷载后变形能力相对较差，腹板宽度不足会限制塑性变形的开展。

综合对比模型M-5(波高为48 mm、腹宽为74 mm)与M-7(波高为40 mm、腹宽为92 mm)，后者兼顾更高承载力与延性，综合抗震性能更优。

表4 不同腹宽下模型各阶段参数与延性系数

Table 4 Parameters and ductility coefficients of each stage of models with different corrugation widths

模型编号	屈服阶段		峰值阶段		极限阶段		延性系数
	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	
M-2	233.36	12.81	289.73	36.00	246.27	68.91	5.38
M-3	244.71	9.91	305.07	24.00	259.31	34.20	3.46
M-4	258.96	6.69	310.59	13.91	264.00	26.14	3.90
M-5	287.93	5.25	338.71	9.00	287.90	16.01	3.05
M-6	290.02	8.34	343.70	24.00	292.15	31.94	3.83
M-7	315.03	6.38	346.49	9.00	334.69	32.76	5.13
M-8	344.18	5.29	369.79	6.86	314.32	24.14	4.57

(2) 刚度退化曲线

循环加载过程中塑性损伤持续累积，墙体刚度随位移增大逐步衰减。如图14所示，所有模型在位移为

12 mm(层间位移角为0.8%)后刚度退化曲线趋于收敛;短腹宽模型初始刚度更高,但刚度退化速率更快;长腹宽模型刚度衰减平缓,大变形阶段剩余刚度保留效果更好。工程设计可按需选取腹宽,若侧重初始抗侧刚度则优先选用小腹宽构造;需要大变形下维持剩余刚度时,宜采用大腹宽设计。

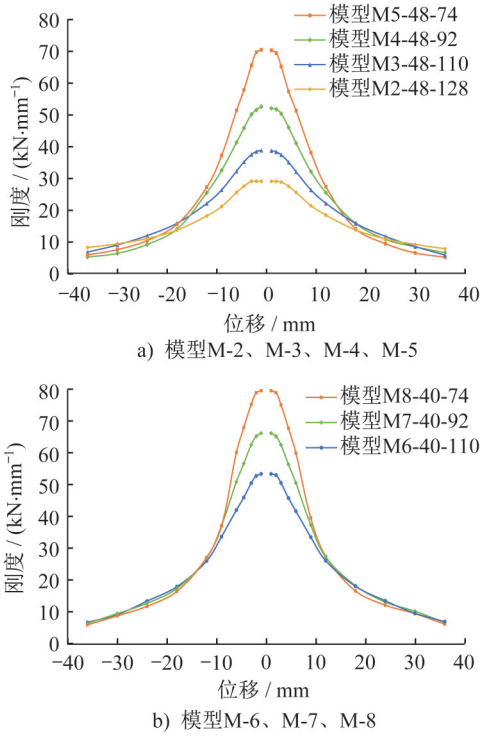


图14　不同腹宽下模型刚度退化曲线

Fig. 14　Stiffness degradation curves of models with different corrugation widths

(3) 耗能性能

本文采用等效黏滞阻尼系数h_e评价双波形钢板墙耗能水平,基于能量等效原理,将复杂耗能行为线性化。取同级循环滞回圈平均h_e作为评价指标。如图15所示,小腹宽模型(模型M-5、M-8)初始耗能系数更高,但大位移下耗能衰减显著,适用于对刚度、承载力要求高、耗能需求一般的结构。中等腹宽模型(模型M-4、M-7)在模拟中其h_e峰值更高,后期耗能衰减相对平缓,表明该模型在一定腹宽长度下耗能效果更优。大腹宽模型(模型M-2、M-3)前中期耗能偏弱,但大变形阶段耗能稳定。

对比模型M-4(波高为48 mm、腹宽为92 mm)与模型M-6(波高为40 mm、腹宽为110 mm),后者峰值承载力更高,但前者整体耗能能力更优,验证适度减小腹宽可提升墙体前中期耗能;综合骨架曲线,腹宽为92 mm的波形构造综合抗震性能最优。

3.2.2　波高的影响

选取两组模型分析波高的影响规律,第一组腹宽统一为110 mm(模型M-1、M-3、M-6、M-9),第二组腹宽统一为92 mm(模型M-4、M-7、M-10)。

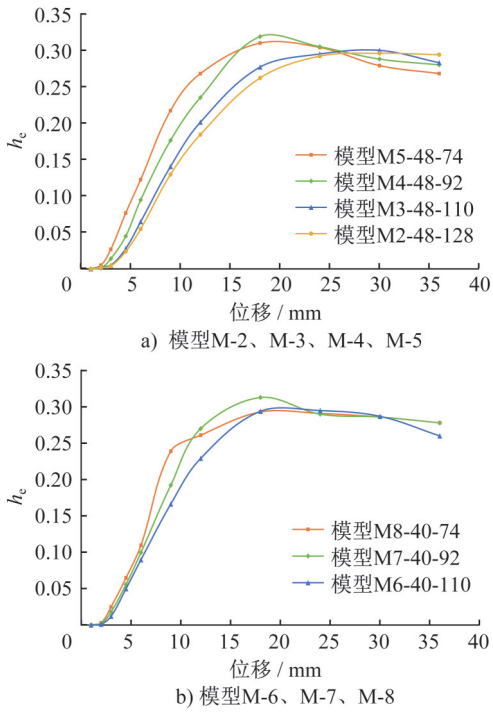


图15　不同腹宽下模型等效黏滞阻尼系数

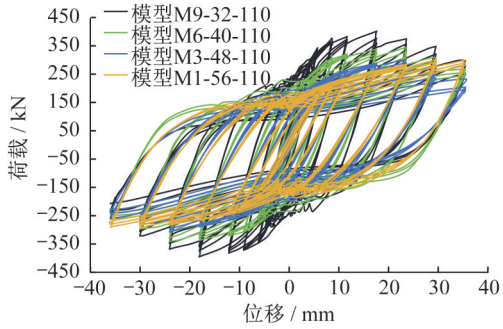
Fig. 15　Equivalent viscous damping coefficients of models with different corrugation widths

(1) 滞回曲线与骨架曲线

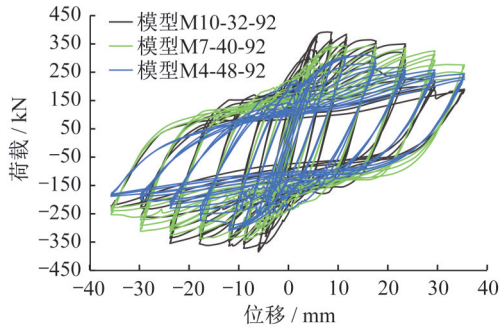
由图16可知,腹宽不变时,波高越大(如模型M-1),滞回曲线越饱满,峰值荷载退化速率越平缓。降低波高可显著提升墙体极限抗剪承载力。第一组模型M-3、M-6、M-9相比模型M-1,峰值承载力分别提升了2%、13%、16%;第二组模型M-7、Ml-10相比模型M-4,峰值承载力分别提升了16%、15%;相比腹宽,调整波高对极限承载力的提升幅度更大。

由图17可知,加载初期,波高越低,荷载增长速度越快,更早达到峰值承载力;加载后期,大波高模型承载力衰减更缓慢,大变形阶段抗侧承载能力保持效果更好。对比模型M-4(波高为48 mm、腹宽为92 mm)与模型M-9(波高为32 mm、腹宽为110 mm),后者峰值承载力提升约93 kN,且后期承载力衰减平缓。

由表5可知,各模型屈服位移角为0.35%～0.86%,极限位移角为1.73%～3.89%,延性系数为3.46%～5.13%,均满足高延性构件要求。随着波高增大,模型屈服承载力、峰值承载力对应位移角同步提升。腹宽为110 mm的模型组波形倾角更大(偏向矩形),波高每提升18 mm,屈服位移角平均增加13.3%;腹宽为92 mm的模型组波形倾角偏小,波高每提升18 mm,屈服位移角平均提升4.7%。波高为40、48 mm时模型极限位移角接近,



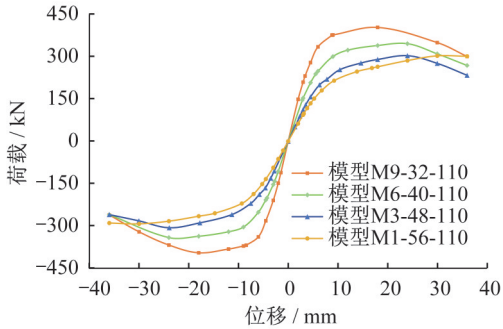
a) 模型M-1、M-3、M-6、M-9



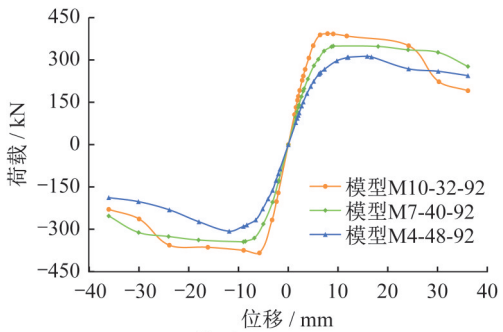
b) 模型M-4、M-7、M-10

图16 不同波高下模型滞回曲线

Fig. 16 Hysteresis curves of models with different wave heights



a) 模型M-1、M-3、M-6、M-9



b) 模型M-4、M-7、M-10

图17 不同波高下模型骨架曲线

Fig. 17 Skeleton curves of models with different wave heights

波高为32 mm时极限位移角略有提前。

增大波高可改善钢板抗屈曲能力与塑性变形性能，需结合承载力、延性需求综合选取波高参数。

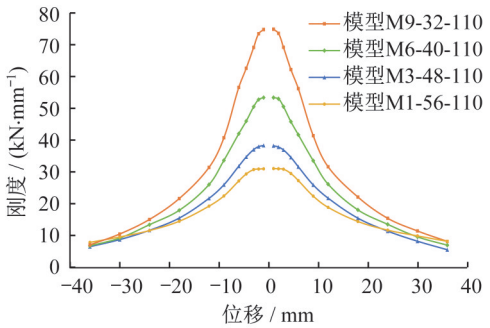
表5 不同波高下模型各阶段参数和延性系数

Table 5 Parameters and ductility coefficients of each stage of model with different wave heights

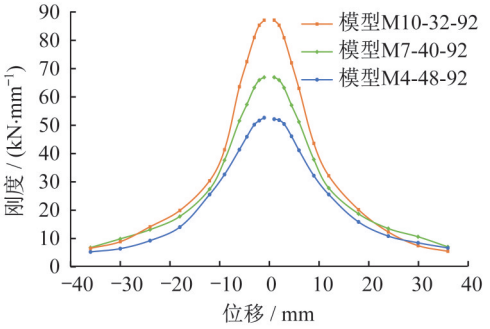
模型编号	屈服阶段		峰值阶段		极限阶段		延性系数
	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	
M-1	242.05	12.90	297.73	30.00	253.07	58.31	4.53
M-3	244.71	9.91	305.07	24.00	259.31	34.20	3.46
M-4	258.96	6.69	310.59	13.91	264.00	26.14	3.90
M-6	290.02	8.34	343.70	24.00	292.15	31.94	3.83
M-7	315.03	6.38	346.49	9.00	294.52	32.76	5.13
M-9	348.18	6.83	403.78	18.00	364.32	29.45	4.31
M-10	361.93	5.27	399.46	6.93	329.04	26.06	4.96

(2) 刚度退化曲线

由图18可知，腹宽固定时，波高越小，模型初始刚度越大，但刚度退化速率更快，在加载中期尤为明显，这是由于小波高钢板面外刚度偏低，屈曲后板面外变形快速发展；层间位移角为0.67%后衰减速度放缓；大变形阶段钢板形成稳定拉力场，刚度退化趋于平缓。



a) 模型M-1、M-3、M-6、M-9



b) 模型M-4、M-7、M-10

图18 不同波高下模型刚度退化曲线

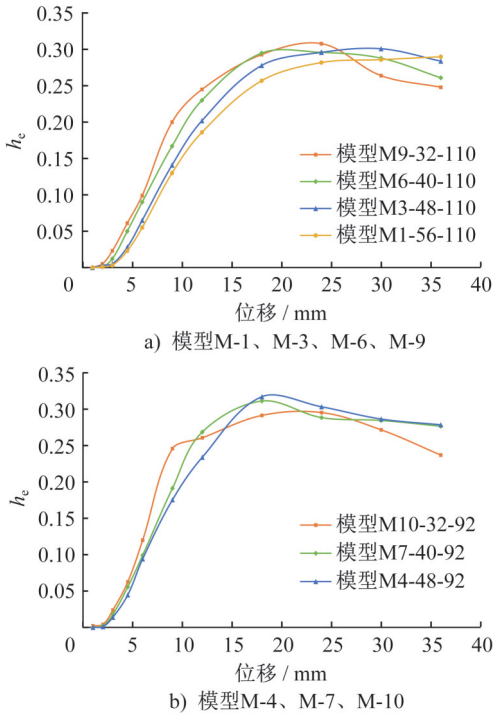
Fig. 18 Stiffness degradation curves with different wave heights

(3) 耗能性能

由图19可知，加载中前期等效黏滞阻尼系数增长更快，小幅位移下耗能性能更优；但随位移持续增大，小波

高模型的等效黏滞阻尼系数率先进入下降阶段，在滞回曲线中表现为滞回环收窄。大波高钢板面外刚度更大，大变形阶段滞回环包围面积更大，地震作用下可耗散更多能量，大震下抗震性能更稳定。

对比模型M-7（波高为40 mm、腹宽为92 mm）与模型M-9（波高为32 mm、腹宽为110 mm）：模型M-9的极限承载力更高，但模型M-7在保证充足承载力的前提下兼顾优良耗能能力，综合抗震性能更均衡。



a) 模型M-1、M-3、M-6、M-9

b) 模型M-4、M-7、M-10

图19　不同波高下模型等效黏滞阻尼系数

Fig. 19　Equivalent viscous damping coefficients of models with different wave heights

4　结论

本文针对间断螺栓连接对扣式双波形钢板剪力墙开展了系统试验与数值研究，明确了墙体的破坏机理，提出波形几何参数优化设计方法，主要结论如下：

（1）该新型双波形钢板剪力墙具备合理的屈服破坏顺序与优异变形能力，层间位移角达到2.4%时钢板无开裂损伤，延性与抗震性能突出，可支撑“小震无损，中震不坏，大震可替换”的抗震设计目标；加载过程中，螺栓连接区域钢板腰部发生局部屈曲，无螺栓腹板区域以扭转屈曲为主，塑性变形集中于墙体两侧靠近框架位置，墙体中部屈曲损伤轻微。

（2）减小波形腹宽可同步提升墙体抗侧承载力与初始刚度；适度缩小腹宽能够显著改善墙体加载前中期耗能水平，且后期耗能衰减平缓，可同时兼顾承载力与耗能需求；大腹宽结构前中期耗能偏弱，但大变形阶段塑性适应能力更强，后期耗能表现稳定。

（3）降低波高可大幅提升墙体抗侧刚度与极限承载力，小幅位移范围内耗能性能优良；大波高结构极限承载力偏低，但荷载退化速度缓慢，提升波高可改善钢板抗屈曲性能与塑性变形能力，在大变形工况下耗能优势显著。

（4）本文按1∶2的缩尺比例设计了间断纯螺栓连接双波形钢板剪力墙试件，波段与腰宽长150 mm；波形波高取值为32～48 mm、腹宽为90～110 mm时墙体综合受力性能最优；工程实际应用中建议将波形倾角控制在45°～62°，该参数区间内墙体可同时实现高承载力、高抗侧刚度、优良延性与稳定耗能性能。

参考文献：

[1] FÜLÖP L A, DUBINA D. Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part I: Experimental research [J]. Thin-Walled Structures, 2004, 42(2): 321-338. DOI: 10.1016/S0263-8231(03)00063-6.

[2] BERMAN J W, BRUNEAU M. Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(2): 259-267. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(259).

[3] RAFICK BOTROS GAYED B. Nonlinear finite element analysis of corrugated steel plate shear walls [D]. Calgary: University of Calgary, 2006.

[4] IKARASHI K, SHIMIZU M, TOMIZAWA T. Cyclic characteristics of thin web plate after shear buckling [J]. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), 2007, 72(612): 197-205. DOI: 10.3130/aijs.72.197_1.

[5] EMAMI F, MOFID M. On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(2): 94-104. DOI: 10.1002/tal.1025.

[6] KALALI H, HAJSADEGHI M, ZIRAKIAN T, et al. Hysteretic performance of SPSWs with trapezoidally horizontal corrugated web-plates [J]. Steel and Composite Structures, 2015, 19(2): 277-292. DOI: 10.12989/scs.2015.19.2.277.

[7] FADHIL H, IBRAHIM A, MAHMOOD M. Effect of corrugation angle and direction on the performance of corrugated steel plate shear walls [J]. Civil Engineering Journal, 2018, 4(11): 2667-2679. DOI: 10.28991/cej-03091190.

[8] CAO Q, HUANG J Y. Experimental study and numerical simulation of corrugated steel plate shear walls subjected to cyclic loads [J]. Thin-Walled Structures, 2018, 127: 306-317. DOI: 10.1016/j.tws.2018.01.042.

[9] 李靓姣. 波浪形钢板墙的受力性能及设计方法研究[D]. 北京：清华大学，2012.
LI Jingjiao. Study on mechanical performance and design method of corrugated steel plate wall [D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese)

[10] 王威,向照兴,王俊,等.波形钢板剪力墙几何初始缺陷的敏感度分析[J].防灾减灾工程学报,2021,41(5):1037-1044.DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201904069.
WANG Wei,XIANG Zhaoxing,WANG Jun,et al.Sensitivity analysis of geometric initial defects of corrugated steel plate shear wall[J].Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering,2021,41(5):1037-1044.DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.201904069.(in Chinese)

[11] SCHUMACHER A.Connection of infill panels in steel plate shear walls[D].Edmonton:University of Alberta,1997.

[12] CHOI I R,PARK H G.Steel plate shear walls with various infill plate designs[J].Journal of Structural Engineering,2009,135(7):785-796.DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:7(785).

[13] 王迎春,郝际平,曹春华,等.栓焊混合连接钢板剪力墙试验研究[J].建筑钢结构进展,2009,11(1):16-20,37.
WANG Yingchun,HAO Jiping,CAO Chunhua,et al.Experimental studies on steel plate shear walls with welded-bolted connection[J].Progress in Steel Building Structures,2009,11(1):16-20,37.(in Chinese)

[14] DENG R,YANG J D,GAO Y,et al.Behaviour of double-corrugated steel plates under cyclic in-plane shear loading:An experimental study[J].Engineering Structures,2023,276:115327.DOI:10.1016/j.engstruct.2022.115327.

[15] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures[S].(in Chinese)

[16] 王威,张龙旭,苏三庆,等.波形钢板剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2018,39(5):36-44.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.05.005.
WANG Wei,ZHANG Longxu,SU Sanqing,et al.Experimental research on seismic behavior of corrugated steel plate shear wall[J].Journal of Building Structures,2018,39(5):36-44.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.05.005.(in Chinese)

[17] 李维钺,周建业,柳红.钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备标准探讨[J].冶金标准化与质量,2001,39(1):31-33.DOI:10.3969/j.issn.1003-0514.2001.01.008.
LI Weiyue,ZHOU Jianye,LIU Hong.Introduce the steel and steel products of location and preparation of test pieces for mechanical testing[J].Metallurgical Standardization & Quality,2001,39(1):31-33.DOI:10.3969/j.issn.1003-0514.2001.01.008.(in Chinese)

[18] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings[S].(in Chinese)

[19] WANG T,MA J X.Shear buckling stress and normalized shear strength of trapezoidal corrugated steel web[J].Journal of Building Engineering,2022,57:104807.DOI:10.1016/j.jobe.2022.104807.

[20] DENG R,YANG J D,WANG Y H,et al.Cyclic shear performance of built-up double-corrugated steel plate shear walls:Experiment and simulation[J].Thin-Walled Structures,2022,181:110077.DOI:10.1016/j.tws.2022.110077.

[21] 庄茁.基于ABAQUS的有限元分析和应用[M].北京:清华大学出版社,2009.
ZHUANG Zhuo.Finite element analysis and application based on ABAQUS[M].Beijing:Tsinghua University Press,2009.(in Chinese)

[22] 江丙云,孔祥宏,罗元元.ABAQUS工程实例详解[M].北京:人民邮电出版社,2014.
JIANG Bingyun,KONG Xianghong,LUO Yuanyuan.Detailed explanation of ABAQUS engineering example[M].Beijing:Posts & Telecom Press,2014.(in Chinese)

[23] ELGAALY M.Thin steel plate shear walls behavior and analysis[J].Thin-Walled Structures,1998,32(1/2/3):151-180.DOI:10.1016/S0263-8231(98)00031-7.