文章编号:1000-6869(2025)03-0075-14
DOI:10.14006/j.jzjgxb.2023.0839

设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构抗震性能试验研究与有限元分析

于志强[1], 周绪红[1,2]
(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南长沙 410082; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:为研究设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的抗震性能,进行了1个设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构(STSF-SPWS)桁架单元和1个普通交错桁架钢框架结构(STSF)桁架单元的拟静力试验,研究其破坏形态、荷载-位移滞回和骨架曲线、承载力及刚度退化曲线和等效黏滞阻尼系数。建立STSF-SPWS和STSF桁架单元试件的有限元模型,在验证模型的基础上,建立整体结构的平面协同分析模型,对比分析2类结构的耗能机制和非线性滞回耗能能力,并进行参数分析。试验结果表明:STSF破坏时空腹节间弦杆翼缘发生局部屈曲,STSF-SPWS破坏时开缝钢板剪力墙缝间墙肢和空腹节间弦杆翼缘出现局部屈曲;STSF-SPWS的刚度较STSF的低,承载力降低约10.3%,但耗能能力更好,位移延性系数提高约55.2%。通过有限元分析发现,相比于普通交错桁架钢框架结构,经合理设计的开缝钢板剪力墙可为结构提供所需的抗侧刚度,同时还能在地震作用下率先屈服耗能,形成开缝钢板剪力墙与空腹节间弦杆先后屈服耗能的耗能机制;设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的承载力和刚度随开缝钢板剪力墙高宽比和高厚比的减小而增大。
关键词:交错桁架钢框架; 开缝钢板剪力墙; 拟静力试验; 有限元分析; 抗震性能; 屈服机制; 耗能能力
中图分类号:TU323.4 TU323.5 **文献标志码**:A

Experimental study and finite element analysis on seismic performance of staggered truss steel frame with steel plates shear wall with slits

YU Zhiqiang[1], ZHOU Xuhong[1,2]
(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;
2. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of staggered truss steel frame with steel plates shear wall with slits (STSF-SPWS), the quasi-static tests on a STSF-SPWS truss specimen and on a traditional staggered truss steel frame (STSF) truss specimen were carried out. The failure modes, load versus displacement hysteresis/skeleton curves, load bearing capacity, stiffness degradation curves, and equivalent viscous damping coefficient of the specimens were investigated. In addition, finite element models were established for the STSF-SPWS and STSF truss specimens. Based on the verified finite element models, collaborative analysis models were developed, and used to analyze the energy dissipation mechanisms and nonlinear hysteresis energy dissipation capacities of these two structures and to conduct parametric analysis. The test results show that local buckling occurres at the flange of vierendeel internode chords in the STSF specimen at failure, while when the STSF-SPWS specimen failes, local buckling occurres at the SPWS wall limbs and the flange of vierendeel internode chords. Compared with the STSF specimen, the STSF-SPWS specimen has a lower stiffness, and an approximately 10.3% lower. However, the energy dissipation capacity of the STSF-SPWS specimen is better than that of the STSF specimen with the displacement ductility coefficient increased by 55.2%. Through finite element analysis, it is found that, compared with tradition STSF, properly designed SPWS could provide the required lateral stiffness for the structures. Meanwhile, under earthquakes, the SPWS and vierendeel internode chords would yield successively, facilitating a desirable energy dissipation mechanism. Furthermore, the load bearing capacity and stiffness of STSF-SPWS structures increase with the decreasing height-to-width ratio and height-to-thickness ratio of SPWS.
Keywords: staggered truss steel frame; steel plates shear wall with slits; quasi-static test; finite element analysis; seismic performance; yield mechanism; energy dissipation capacity

作者简介:于志强,出生于1983年,男,博士研究生,高级工程师,主要从事钢结构抗震研究。email:87299976@qq.com
通信作者:周绪红,出生于1956年,男,工学博士,教授,中国工程院院士,主要从事钢结构、钢-混凝土组合结构、大跨度结构以及桥梁结构等方面的研究。email:zhouxuhong@126.com
收稿日期:2023年12月

中国知网 https://www.cnki.net

0 引言

交错桁架钢框架结构(staggered truss steel frame,STSF)体系(图1)因具备建筑布置灵活、建筑空间大、施工工期短、环境污染小、综合造价低等特征,被广泛应用于美国、加拿大、韩国等国家的低、中烈度抗震设防区。在国内,针对交错桁架钢框架结构的研究起步相对较晚。近年来,仅在低、中烈度抗震设防区进行了工程应用[1-3]。而高烈度抗震设防区对结构延性的需求更高,因此,需进一步对交错桁架钢框架结构的抗震性能及其改善措施进行研究。

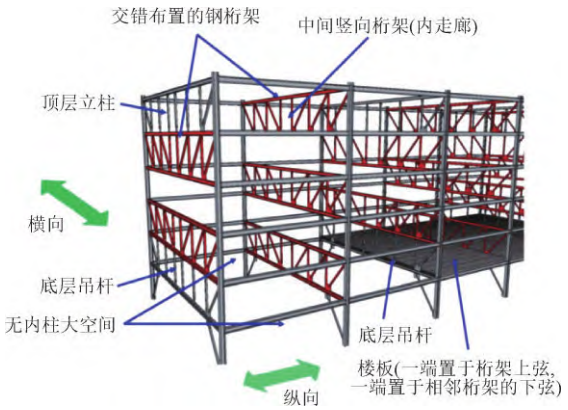


图1 交错桁架钢框架结构

Fig. 1 Staggered truss steel frame structure

为提高交错桁架钢框架结构的抗震性能,首先应对其桁架单元的抗震性能改善措施展开研究,对此,Parra等[4]和Simasathien等[5]分别提出桁架弦杆采用双槽钢、双矩形钢管的桁架结构形式,其抗震效果良好;赵宝成等[6]对采用Y形偏心腹杆的混合式和空腹式交错桁架单元进行试验研究,发现混合式交错桁架失效由耗能段和斜腹杆连接节点破坏引起,空腹式交错桁架失效由耗能段破坏引起;并通过试验研究[7]认为设置摩擦阻尼器可提高交错桁架单元的耗能效果。

进一步地,国内外学者对交错桁架钢框架结构的抗震性能及改善措施进行了研究。例如:Gupta等[8]研究了交错桁架结构在地震作用下的弹塑性动力特性,发现桁架空腹节间的弦杆屈服后,结构仍具有较大的抗侧刚度;增大空腹节间的宽度能够提高结构的延性,但会降低其抗侧刚度;Goel等[9-10]提出了延性桁架框架结构的抗震设计理念,并进行足尺拟静力试验研究,研究结果表明,所设计的桁架滞回性能更稳定,经历罕遇地震后只需更换受损的局部耗能构件便能恢复结构功能;周绪红等[11]对一栋14层交错桁架结构的1/8模型进行了拟静力试验研究,建议交错桁架结构的底层桁架应落地,且落地桁架的数量应不少于横向框架总数的一半,并对桁架形式和跨高比、高宽比和适宜高度等提出设计建议;许红胜等[12]研究了交错桁架结构在强震作用下的破坏模式和延性要求,发现结构塑性铰主要集中在桁架腹杆和空腹节间的弦杆,柱中无塑性铰出现,具有良好的变形能力和延性;张勇等[13]在纵向设置剪力墙提高其纵向刚度和抗扭转能力,在横向设置偏心支撑提高其延性和耗能能力;Kim等[14]研究发现,塑性铰出现在空腹节间的弦杆和竖杆,刚度和承载力明显退化后致使结构倒塌,建议加强空腹区域的弦杆和竖杆或采用防屈曲支撑等耗能构件提高其延性;苗广威等[15]在空腹节间的相邻节间采用偏心支撑,发现偏心支撑设置在上弦比设置在下弦具有更好的耗能性能;Simasathien等[16]提出设置多个空腹节间以提高桁架延性,在端部设置支撑以增强结构整体性,在楼板中设置水平桁架以增强结构冗余度。Kim等[17]提出空腹节间增设内柱、设置端部支撑、空腹节间设置拉索、斜腹杆采用防屈曲支撑等措施提高结构的抗震性能。

综上,为提高交错桁架钢框架结构的抗震性能,通常采取以下构造措施:1)采用基于性能的抗震设计方法使交错桁架结构实现预定的屈服机制[9-10,12];2)改变弦杆截面形式[4-5],如双槽钢截面、双矩形钢管等;3)设置耗能元件[6-7,14-15,17],如偏心支撑、防屈曲支撑、阻尼器等。上述措施可有效改善交错桁架钢框架结构在低、中烈度抗震设防区的抗震性能,但已有措施不能满足高烈度抗震设防区对延性的需求。为了进一步在中、高烈度抗震设防区推广应用交错桁架钢框架结构,亟需引入延性好、耗能能力强的耗能构件,以提升其在大震作用下的延性。在耗能构件方面,开缝钢板剪力墙(steel plate wall with slits,SPSW)[18-19]具有良好的延性和滞回耗能性,罕遇地震作用下可以先于框架梁柱形成塑性铰耗能,从而保护主体结构,适用于中、高烈度抗震设防区[19-20]。鉴于此,本文中提出设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构(staggered truss steel frame with steel plate wall with slits,STSF-SPWS),通过合理设计形成开缝钢板剪力墙和空腹节间弦杆屈服时序可控的屈服机制,改善结构延性和耗能能力。为研究设置开缝钢板

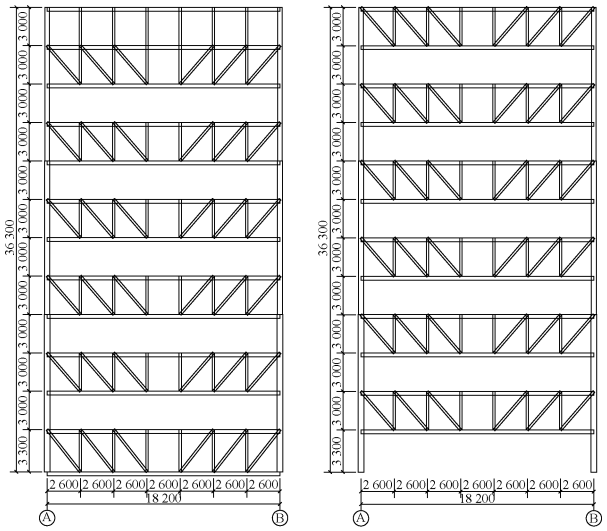
中国知网 https://www.cnki.net

剪力墙的交错桁架钢框架结构的抗震性能，对桁架单元缩尺模型进行滞回试验，分析其破坏模式、荷载-位移曲线、承载力和刚度退化规律及耗能能力等。以试验为基础，建立设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构有限元模型，对结构的耗能机制和非线性滞回耗能性能进行参数分析。

1　试验概况

1.1　试件设计

为研究设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的抗震性能，设计1个普通交错桁架钢框架结构，如图2和图3所示。该结构为1栋12层的交错桁架钢框架结构，首层层高为3.3 m，标准层层高为3 m，总高度为36.3 m；纵向柱距为6.8 m，端部柱距为7.4m，总长度为55.6m；桁架跨度为18.2 m；抗震设防烈度为8度，设计基本加速度为0.2g，Ⅱ类场地，设计地震分组为第一组，特征周期为0.35 s。经验算，其各项设计指标满足相关规范[21-23]中的规定。对于设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构，在空腹节间的相邻两侧，采用开缝钢板剪力墙替换普通桁架的斜腹杆，并在开缝钢板剪力墙与上下弦杆连接处设置竖向加劲肋。针对开缝钢板剪力墙的相关参数，按照与普通交错桁架钢框架结构的水平抗侧刚度近似等效的原则，根据JGJ/T 380—2015《钢板剪力墙技术规程》[24]进行设计。



（a）奇数跨立面布置　　（b）偶数跨立面布置

图2　结构立面布置

Fig. 2　Elevation layout of structure

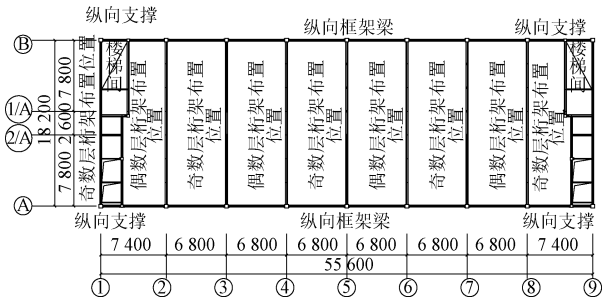


图3　结构平面布置

Fig. 3　Plan layout of structure

选取图4所示的第2层单榀桁架单元作为模型，并按1/6缩尺，设计并制作1个设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构桁架单元试件STSF-SPWS和1个普通交错桁架钢框架结构桁架单元试件STSF。试件几何尺寸及构造如图5和表1所示。

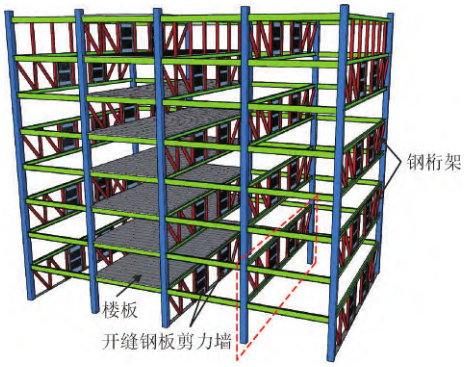
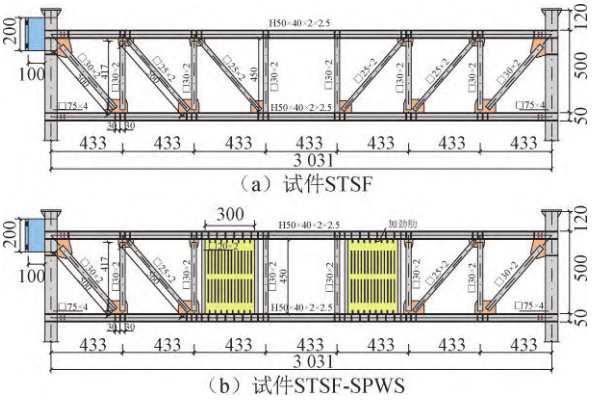


图4　设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构

Fig. 4　Structure of staggered truss steel frame with steel plate wall with slits



（a）试件STSF

（b）试件STSF-SPWS

图5　试件几何尺寸及构造

Fig. 5　Geometrical dimensions and details of specimens

表1　构件截面规格

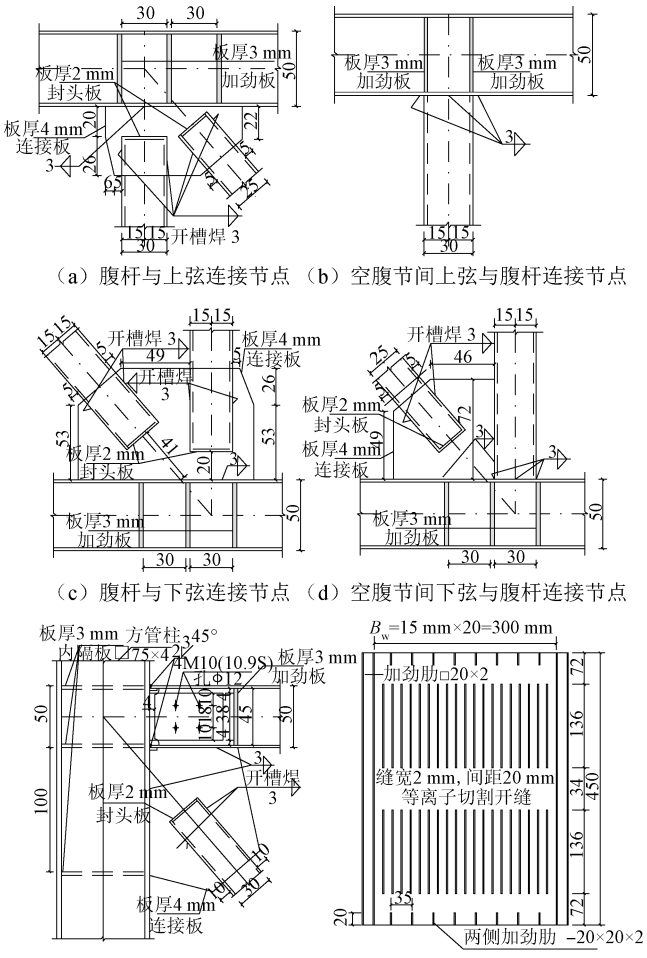
Table 1　Cross-sectional dimensions of components

构件类型	钢材牌号	截面规格	
		原型模型	缩尺模型
钢柱	Q345B	□450×24	□75×4
弦杆		H300×250×12×14	H50×40×2×2.5
端斜杆		□180×12	□30×2
其他斜腹杆		□180×150×10	□25×2
竖腹杆		□180×12	□30×2
开缝钢板剪力墙	Q235B	1 800 mm×2 700 mm×12 mm	300 mm×450 mm×2 mm

注：对于开缝钢板剪力墙，3个构件尺寸标注分别对应其宽度B_W、高度H_W和厚度t_W。

中国知网　https://www.cnki.net

图6所示为试件的节点构造，其中桁架弦杆与钢柱、腹杆与弦杆连接节点均采用节点板连接，为确保节点不先于杆件截面发生破坏，节点焊缝按照焊缝与构件等强进行设计。开缝钢板剪力墙与上下弦杆采用双面角焊缝连接，在钢板与弦杆连接处两侧设置平面外的竖向加劲肋。在节点区钢管内部设置内隔板，而在钢柱底端则采用端板焊接的外露式节点，通过高强螺栓与试验底座连接。



（a）腹杆与上弦连接节点 （b）空腹节间上弦与腹杆连接节点

（c）腹杆与下弦连接节点 （d）空腹节间下弦与腹杆连接节点

（e）桁架弦杆与钢柱连接节点 （f）开缝钢板剪力墙连接构造

图6 试件构造详图

Fig. 6 Construction details of specimens

1.2 材料性能

试件所包含的构件，如方钢管柱、弦杆以及桁架杆件等，均采用Q345B钢材；为实现开缝钢板剪力墙先屈服的屈服机制，开缝钢板剪力墙采用Q235B钢材。根据GB/T 2975—2018《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》[25]确定材性试样取样和尺寸，根据GB/T 228.1—2021《金属材料 拉伸试验：第1部分：室温试验方法》进行单向拉伸试验[26]。测得的钢材材性指标如表2所示，其值均为材性试样测试结果的平均值。

表2 钢材材性指标

Table 2 Mechanical properties of steel materials

钢材截取位置	厚度/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	伸长率/%	弹性模量/GPa	强屈比
钢柱	4	381.7	509.8	35.0	204	1.52
弦杆	2.5	386.1	518.5	27.4	207	1.40
腹杆	2	378.6	505.5	36.9	209	1.49
钢板剪力墙	2	316.2	403.9	33.0	211	1.66

1.3 加载装置

试验加载装置如图7所示，试件两端钢柱与刚性底座通过高强螺栓连接，将底座固定于实验室台座。结构中桁架交错布置，上层桁架的剪力需要通过相邻的下一层桁架传递。因此，试验中在两侧的梁柱节点处设置斜撑以模拟下层框架的传力过程。在柱顶设置钢板，与分配梁顶部的盖板通过4根螺杆进行连接。柱顶的竖向荷载通过一台2 000 kN的电液伺服多通道协调加载系统施加在分配梁，再通过分配梁施加在两端柱顶。加载系统与反力梁通过滑动小车连接，可实时监测并调整施加在柱顶的竖向荷载，保持施加恒定的竖向荷载值。水平往复荷载通过一台500 kN的电液伺服多通道协调加载系统施加，作动器一端固定于反力架上，另一端采用高强度螺栓与试件节点区域柱边铰接连接。为模拟楼板的侧向支撑作用，防止试件发生面外失稳，在桁架各节点处设置滑轮侧向支撑，如图8所示。侧向支撑的刚度需确

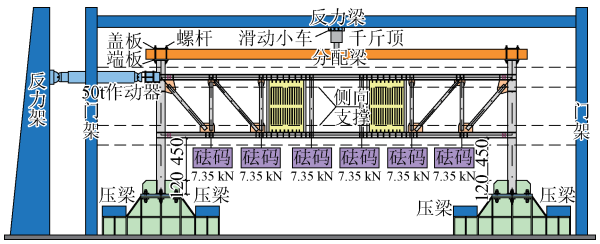


图7 加载装置

Fig. 7 Loading setup



图8 侧向支撑布置

Fig. 8 Configuration of lateral support

中国知网 https://www.cnki.net

保试件破坏前不发生面外失稳，且侧向支撑不宜过紧。因此，采用滑轮减小摩擦力。

1.4 加载制度

试验过程中，对试件施加竖向荷载和水平荷载。将原模型的均布荷载等效为各节点处的集中荷载，通过相似关系换算，在试件两侧柱顶各施加集中荷载160 kN，即试验轴压比为0.37；考虑分隔墙体荷载，空腹节间两侧节点处施加节点集中荷载9.80 kN；桁架其余节点处施加节点集中荷载7.35 kN。竖向荷载分两步施加，首先在桁架各节点处通过挂砝码施加节点集中荷载，再通过竖向加载系统和分配梁在柱顶施加竖向荷载。采用荷载和位移混合控制的加载方法[27]施加水平反复荷载。试验时通过应变片到达屈服应变判断试件是否屈服，试件屈服前，采用荷载控制，每级荷载为20 kN，循环1次；试件屈服后，采用位移控制，加载位移幅值Δ尽可能接近不同性能水准下的层间位移角θ的限值[θ]，每级位移循环3次，直到试件破坏。为得到试件的极限荷载和极限变形以及桁架达到倒塌失效临界状态时的层间位移角，当荷载下降至峰值荷载的85%后，继续加载，直至桁架产生较大变形而无法继续承担荷载，停止加载。

1.5 测量方案

位移计和应变布置如图9所示，2个试件的位移计和应变片布置类似。在试件顶端和底端两侧节点区域的柱边共布置4个位移计以监测水平位移，桁架空腹节间弦杆的2个下节点处各布置1个拉线式位移计以监测竖向位移。对于设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构试件，在开缝钢板剪力墙的中心位置布置2个位移计以测量钢板的面外变形。在桁架上下弦杆、斜腹杆、竖腹杆等关键位置和钢柱底部、中部、顶部布置应变片和应变花。此外，开缝钢板剪力墙的角部和中部也布置应变片和应变花。

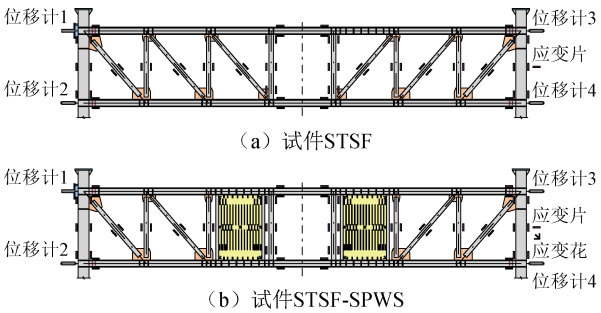


图9 位移计和应变片布置

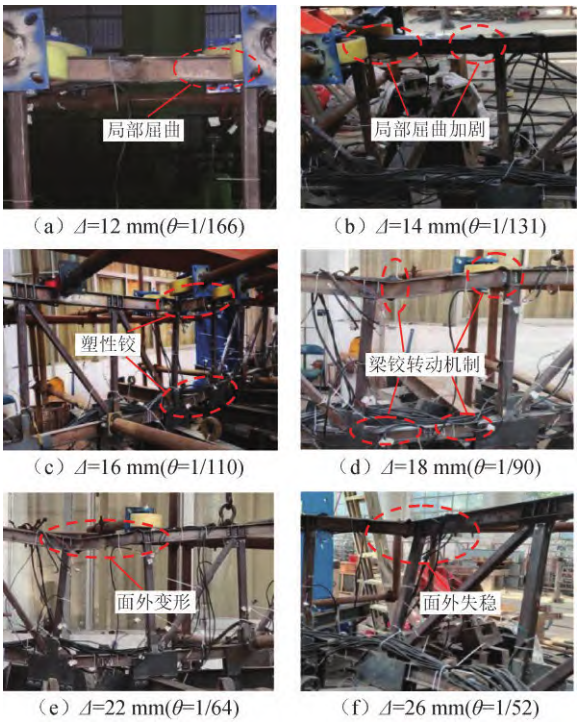
Fig. 9 Layouts of LVDTs and strain gauges

2 试验结果及分析

2.1 试验现象及破坏模式

2.1.1 试件STSF

对于试件STSF，在水平荷载加载初期，柱-弦杆节点处水平变形随荷载线性增加，加载至60 kN时，对应层间位移角θ（层间相对位移与层高比值）为1/218，空腹节间弦杆轻微倾斜，荷载-位移曲线刚度明显降低，应变数据表明空腹节间上弦杆发生了塑性变形，此后采用位移加载。加载至Δ=12 mm（θ=1/166）时，空腹节间上弦杆端部上翼缘出现局部屈曲，发生轻微的平面外变形（图10a）。加载至Δ=14 mm（θ=1/131）时，空腹节间上、下弦杆端部翼缘局部屈曲加剧，桁架面外变形继续增大（图10b）。加载至Δ=16 mm（θ=1/110）时，弦杆端部发生明显弯曲变形，通过应变片数据计算截面弯矩，发现截面已达到塑性极限弯矩，出现塑性铰，桁架竖向变形较大（图10c），试件达到承载能力极限状态。加载至Δ=18 mm（θ=1/90）时，空腹节间上、下弦杆两端出现明显的梁铰转动机制，弦杆面外变形较为明显，竖向变形较大（图10d），试件承载能力明显下降。加载至Δ=22 mm（θ=1/64）时，空腹节间上弦杆面外变形增大（图10e），致使试件承载能力进一步下降。加载至Δ=26 mm（θ=1/52）时，空腹节间上弦杆出现严重的面外失稳



（a）Δ=12 mm（θ=1/166）　（b）Δ=14 mm（θ=1/131）

（c）Δ=16 mm（θ=1/110）　（d）Δ=18 mm（θ=1/90）

（e）Δ=22 mm（θ=1/64）　（f）Δ=26 mm（θ=1/52）

图10 试件STSF试验现象

Fig. 10 Experimental phenomenon of STSF specimen

中国知网 https://www.cnki.net

(图 10f),致使结构承载能力急剧下降,试验终止。

2.1.2 试件STSF-SPWS

对于试件STSF-SPWS,加载至40 kN时,开缝钢板剪力墙角部屈服,其他部位均处于弹性状态,此时层间位移角为1/289。根据JGJ/T 380—2015《钢板剪力墙技术规程》[24]可得到弹性抗侧刚度和弹性工作阶段的受剪承载力,进而可以得到开缝钢板剪力墙屈服时对应的层间位移角为1/284,与试验结果吻合良好。继续加载至60 kN(θ=1/190)时,空腹节间弦杆轻微倾斜,开缝钢板剪力墙的缝间墙肢端部局部屈服,面外发生轻微变形,开缝钢板剪力墙角部和缝间墙肢开始屈服耗能,其他构件仍处于弹性状态,此后开始位移加载。加载至Δ=12.7 mm(θ=1/150)时,开缝钢板剪力墙缝间墙肢端部屈曲继续发展,空腹节间上弦杆端部出现局部屈曲(图11a),与钢板剪力墙相连的弦杆连接处开始屈服。加载至Δ=14.7 mm(θ=1/120)时,钢板剪力墙缝间墙肢充分屈服耗能,面外变形增大至16.5 mm,空腹节间弦杆端部翼缘局部屈曲加剧(图11b)。加载至Δ=16.7 mm(θ=1/95)时,空腹节间上、下弦杆均出现较为明显的塑性变形,两端截面弯矩达到塑性极限弯矩,出现塑性铰,钢板墙左右两侧的加劲肋发生弯曲变形,钢板剪力墙对角端部轻微鼓曲,与钢板剪力墙相邻的斜腹杆开始屈服(图11c)。加载至Δ=18.7 mm(θ=1/70)时,钢板剪力墙两侧加劲肋出现明显弯曲变形,面外变形增大至35.2 mm,与钢板剪力墙相邻的斜腹杆端部焊缝拉裂(图11d)。加载至Δ=22.7 mm(θ=1/44)时,钢板剪力墙面外变形增大,空腹节间弦杆塑性铰继续发展(图11e)。加载至Δ=26.7 mm(θ=1/30)时,开缝钢板剪力墙角部与弦杆的焊缝撕裂继续发展,空腹节间弦杆产生明显的面外变形(图11f)。

2.1.3 破坏模式

试件STSF破坏时主要表现为空腹节间上、下弦杆翼缘端部局部屈曲,弦杆与柱连接处弦杆翼缘发生局部屈曲,如图12a所示。试件STSF-SPWS破坏时,开缝钢板剪力墙缝间墙肢出现明显局部屈曲,空腹节间弦杆翼缘端部发生局部屈曲,斜腹杆和与开缝钢板剪力墙相邻的竖腹杆焊缝开裂,如图12b所示。峰值荷载后,由于施加的水平位移较大,桁架竖向变形较大,滑轮侧向支撑无法有效限制桁架的面外变形,2个试件最终均出现了桁架整体面外弯曲失稳。综上,试件STSF主要通过桁架空腹节间弦杆形成塑性铰耗能;试件STSF-SPWS的开缝钢板剪力墙先于桁架其他构件进入塑性状态耗能,随后空腹节间弦杆进入屈服状态,形成塑性铰耗能。

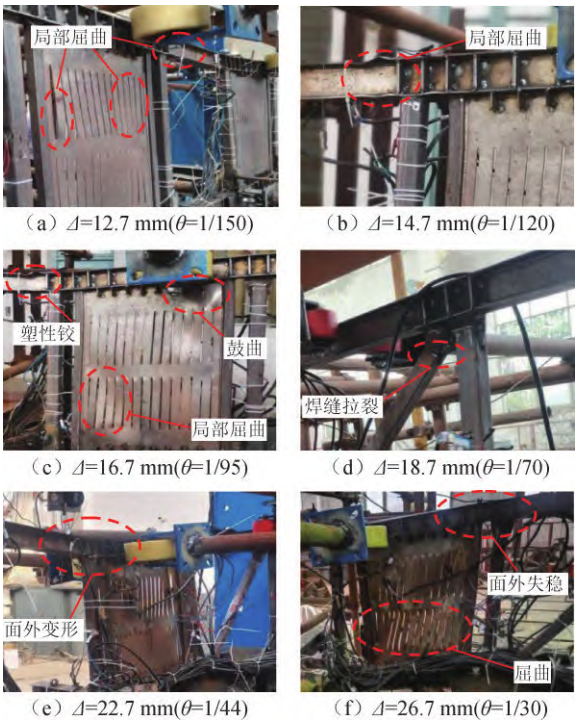


图11 试件STSF-SPWS试验现象

Fig. 11 Experimental phenomenon of STSF-SPWS specimen



图12 试件破坏模式

Fig. 12 Failure modes of specimens

中国知网 https://www.cnki.net

2.2 滞回曲线

图13所示为试件的荷载-位移(P-Δ)滞回曲线,其中位移是通过位移计1和位移计2(图9a)测得的钢柱和桁架连接的上、下节点处位移之差,即层间相对位移。由图13可见,在荷载控制加载阶段,荷载与位移呈线性关系,试件处于弹性工作阶段,试件STSF-SPWS的滞回环包围面积略大于试件STSF的。而在位移加载控制阶段,由于部分构件屈服,刚度下降,滞回环包围的面积逐渐增大,试件STSF-SPWS中开缝钢板剪力墙和空腹节间弦杆先后屈服耗能,结构耗能能力更好。峰值荷载后,由于开缝钢板剪力墙屈服后仍具有较大的刚度和较好的耗能能力,试件STSF-SPWS荷载较试件STSF的下降更为缓慢,表现出较好的延性和耗能能力。总体上,2个试件滞回曲线均为纺锤形,但试件STSF滞回曲线达到峰值荷载后出现快速劣化,试件STSF-SPWS滞回曲线更加饱满,具有较好的塑性变形能力和滞回耗能性能。

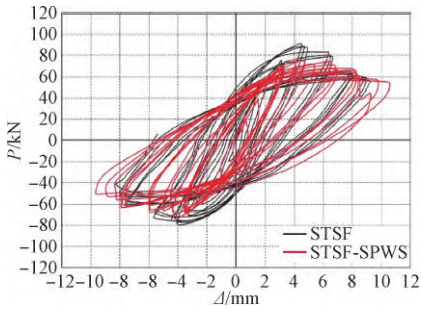


图13 荷载-位移滞回曲线

Fig. 13 Load-displacement hysteresis curves

2.3 骨架曲线

试件荷载-位移(P-Δ)骨架曲线如图14所示,骨架曲线特征值见表3,包括屈服点对应的荷载P_y、位移Δ_y和层间位移角θ_y,峰值荷载点对应的荷载P_{max}(表征承载力)、位移Δ_{max}和层间位移角θ_{max},极限点对应的荷载P_u、位移Δ_u和层间位移角θ_u以及位移延性系数μ($\mu=\Delta_u/\Delta_y$)。其中屈服点采用等效弹塑性能量法计算,极限点为水平荷载下降至

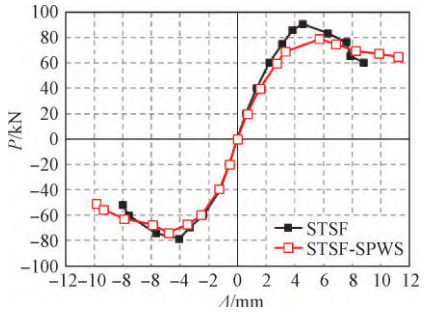


图14 荷载-位移骨架曲线

Fig. 14 Load-displacement skeleton curves

0.85P_{max}所对应的点。由图14和表3可见,加载初期,荷载随位移近似线性增大,试件STSF荷载-位移曲线斜率更大,表明试件STSF较试件STSF-SPWS具有更大的初始抗侧刚度;试件STSF和试件STSF-SPWS屈服时层间位移角为别为1/156和1/177,表明开缝钢板剪力墙提前屈服耗能;屈服后2个试件均出现了不同程度的空腹节间弦杆翼缘局部屈曲;峰值荷载时,试件STSF和试件STSF-SPWS层间位移角为别为1/117和1/96,试件STSF-SPWS较试件STSF承载力降低约10.3%;由于设置了开缝钢板剪力墙,试件STSF-SPWS的荷载-位移骨架曲线下降段更缓,极限荷载时试件STSF和试件STSF-SPWS层间位移角为别为1/67和1/49,试件STSF-SPWS的位移延性系数(3.60)远大于试件STSF的延性系数(2.32),位移延性系数提高约55.2%。

2.4 承载力和刚度退化

通过承载力退化系数λ_i(i={1,2})反映某一级位移下每次循环后的荷载降低程度,可根据JGJ 101—2015《建筑抗震试验规程》[27]进行计算。承载力退化曲线如图15所示,2个试件的承载力退化系数随位移增大呈降低趋势,并存在一定的波动性。试件STSF和试件STSF-SPWS承载力退化系数最小值分别大于0.92和0.93,表明试件承载能力稳定。

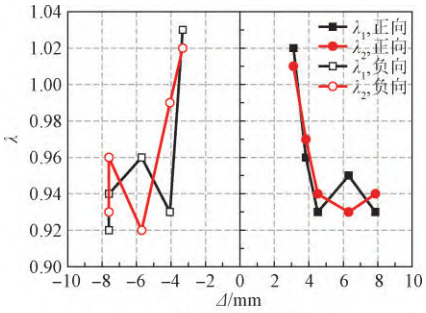
采用割线刚度表征试件的刚度退化,可根据JGJ 101—2015《建筑抗震试验规程》[27]进行计算。试件割线刚度退化曲线如图16所示。可见,试件

表3 荷载-位移骨架曲线关键试验结果

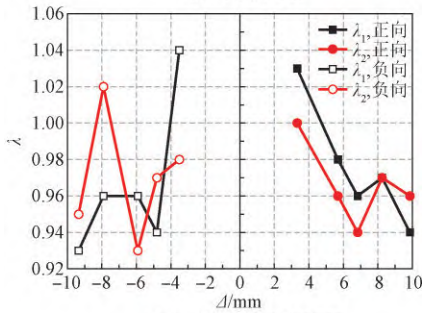
Table 3 Key test results pertaining to load-displacement skeleton curves

试件编号	加载方向	屈服点			峰值荷载点			极限点			μ
		P_y/kN	Δ_y/mm	θ_y	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	θ_{max}	P_u/kN	Δ_u/mm	θ_u	
STSF	正向	75.5	3.11	1/161	90.6	4.52	1/111	77.0	7.55	1/66	2.43
	负向	71.6	3.32	1/151	79.7	4.06	1/123	67.7	7.35	1/68	2.21
	平均	73.6	3.22	1/156	85.2	4.29	1/117	72.4	7.45	1/67	2.32
STSF-SPWS	正向	69.6	3.2	1/156	78.8	5.69	1/88	59.1	11.28	1/44	3.53
	负向	63.8	2.54	1/197	74.0	4.81	1/104	55.5	9.35	1/53	3.68
	平均	66.7	2.87	1/177	76.4	5.25	1/96	57.3	10.32	1/49	3.60

中国知网 https://www.cnki.net



（a）试件STSF



（b）试件STSF-SPWS

图 15　承载力退化曲线

Fig. 15　Load bearing capacity degradation curves

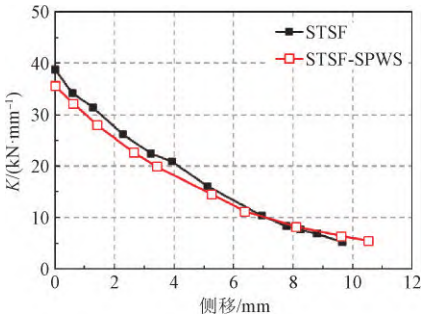


图 16　割线刚度退化曲线

Fig. 16　Secant stiffness degradation curves

STSF 和试件 STSF-SPWS 初始割线刚度分别为 38. 78 kN/mm 和 35. 63 kN/mm，表明采用开缝钢板剪力墙代替斜腹杆降低了结构的抗侧刚度。但 2 个试件割线刚度均随位移增大而降低，当层间位移达到 8 mm（层间位移角为 1/62）时，由于开缝钢板剪力墙屈服后仍具有较为稳定的抗侧刚度，试件 STSF-SPWS 的刚度大于试件 STSF，刚度退化幅度更小。

2. 5　耗能性

等效黏滞阻尼系数ζ_{eq}表征每一个加载循环中的相对耗能能力，根据 JGJ 101—2015《建筑抗震试验规程》[27]进行计算。图 17 所示为试件等效黏滞阻尼系数，其随层间位移角增大呈增大的趋势。试件 STSF-SPWS 的开缝钢板剪力墙缝间墙肢屈服耗能，且空腹节间弦杆形成塑性铰；试件 STSF 主要在空腹节间弦杆形成塑性铰耗能。因此，试件

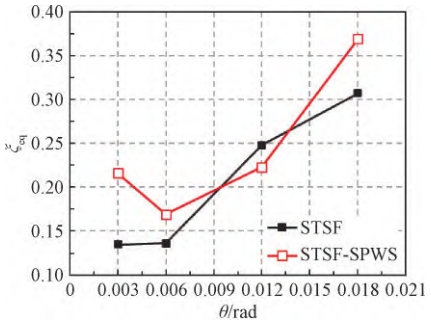


图 17　等效黏滞阻尼系数随层间位移角变化

Fig. 17　Equivalent viscous damping coefficient varying with drift ratio

STSF-SPWS 的耗能曲线较试件 STSF 上升更快，总体上，试件 STSF-SPWS 的等效黏滞阻尼系数更大，耗能效果更好。

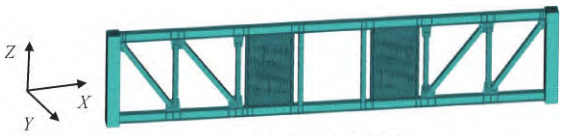
3　有限元分析

桁架单元仅能在一定程度上反映结构的抗震性能。为研究设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的耗能机制并分析其抗震性能，建立平面协同分析模型进行推覆分析。

3. 1　有限元模型的建立和验证

3. 1. 1　有限元模型的建立

为分析 STSF-SPWS 结构整体受力性能，首先采用 ANSYS 软件建立桁架单元的精细化有限元模型（图 18a）。为了精确分析各构件的局部受力和变形特征，所有构件均采用壳单元 Shell 181 模拟，该单元具有应力刚化及非线性的大变形功能。两侧柱底施加固定约束，耦合截面与柱顶端参考点，仅允许 X、Z 向的面内位移和绕 Y 向的转动，约束上、下弦杆上翼缘平面外（Y 向）的位移。采用 ANSYS 精细化有限元模型可以较好地模拟结构的受力性能，然而计算时间长且不易收敛；而在 ETABS 软件中采用非线性直接积分法考虑材料非线性和几何非线性，且采用非线性分层壳单元模



（a）ANSYS模型

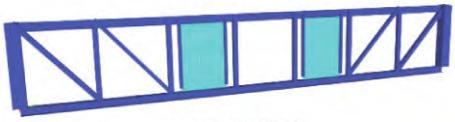

（b）ETABS模型

图 18　桁架单元数值模型

Fig. 18　Numerical model of truss

中国知网　https://www.cnki.net

拟开缝钢板剪力墙，计算效率高且模型收敛性较好。因此，同时建立了桁架单元的ETABS模型（图18b），其中柱和桁架采用框架单元模拟，采用非线性分层壳单元模拟开缝钢板剪力墙。桁架腹杆设置为轴力铰，桁架上、下弦杆及梁设置为弯矩铰和剪力铰，在柱两端设置PMM铰。

3.1.2　有限元模型的验证

图19中对比了有限元模型模拟结果与试验结果。可以看出，采用ANSYS和ETABS的模拟结果与试验结果均吻合良好，有限元模拟得到的弹性刚度和承载力均略高于试件STSF-SPWS的弹性刚度和承载力，主要原因是试验中采用侧向滑动支撑限制试件侧移，其限制效果较数值模拟的差。在峰值荷载后空腹节间弦杆出现明显面外变形，表明侧向滑动支撑对侧向变形限制效果不足，进而对试件的整体性能产生不利影响。此外，试件中存在焊接残余应力和几何初始缺陷，也会致使试验结果偏低。由ANSYS模型和ETABS模型预测的峰值荷载对应的位移明显大于试验结果，原因是试件在峰值荷载时面外变形过大，侧向支撑无法有效限制其侧向变形，承载力开始下降。然而，当达到试验峰值荷载对应的位移时，由ANSYS模型和ETABS模型预测的荷载分别比试验峰值荷载提高约2.9%和6.4%，两者吻合良好。考虑采用ETABS模型进行分析可在一定程度上模拟出铰机制对结构受力性能的影响，收敛性更好且计算效率更高，因此，后文的分析中均采用ETABS模型进行计算。

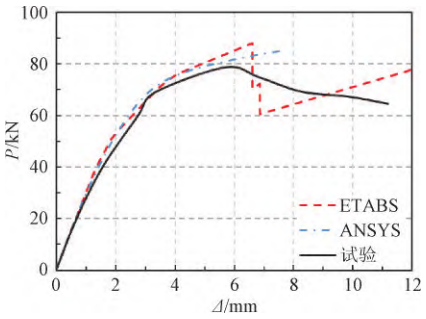
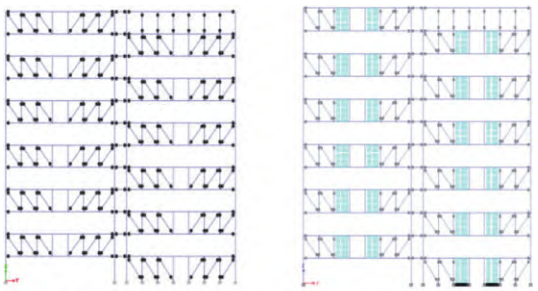


图19　试件模拟结果与试验结果对比

Fig. 19　Comparison of test results with predicted results of specimens

3.2　塑性铰发展

单榀桁架单元模型无法反映结构整体性能指标和塑性发展，且难以模拟其真实边界条件。为此，采用ETABS建立12层普通交错桁架钢框架结构模型STSF和设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构模型STSF-SPWS，如图20所示。



（a）模型STSF　　（b）模型STSF-SPWS

图20　结构模型立面示意

Fig. 20　Elevation of structural model

通过Pushover分析得到图21所示的基底剪力-顶点位移（V_B-Δ_{top}）曲线，可见，模型STSF在顶点位移达到187.8 mm时，由于斜腹杆失效破坏，承载能力急剧下降，刚度急剧退化；对于模型STSF-SPWS，在顶点位移达到203.5 mm时，结构刚度略有退化，但随着位移继续增大，荷载继续提高，表明SPWS屈服耗能后结构仍具有一定的刚度，不会引起结构刚度和承载能力的显著下降，结构延性较好。

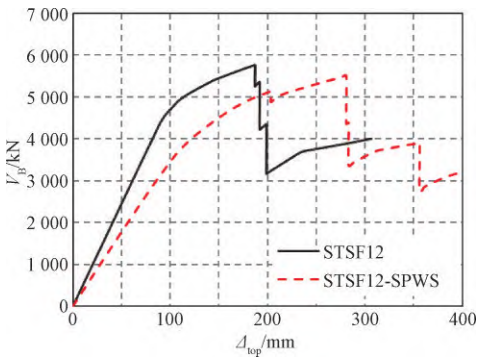


图21　基底剪力-顶点位移曲线

Fig. 21　Base shear force-top displacement curves

模型STSF在主要受力阶段的塑性铰发展如图22所示。可以看出，塑性铰首先出现在第2、3层桁架空腹节间的弦杆位置处，此时，θ_{max}=1/231。罕遇地震性能点（能力谱与需求谱交点）时，θ_{max}=1/122，第1~4层桁架斜腹杆、第2~5层桁架空腹节间弦杆出现塑性铰。θ_{max}=1/75，第1~5层桁架的斜腹杆及空腹节间弦杆出现塑性铰且数量增多，桁架刚度大幅度退化。随着塑性变形的逐渐增大，θ_{max}=1/50时，空腹节间弦杆两端塑性铰继续发展，直至结构发生破坏。

图23所示为模型STSF-SPWS在主要受力阶段的塑性铰发展。可以看出，开缝钢板剪力墙首先进入塑性状态耗能，此时，θ_{max}=1/306，桁架杆件基本处于弹性工作状态。随着位移不断增大，与

中国知网　https://www.cnki.net

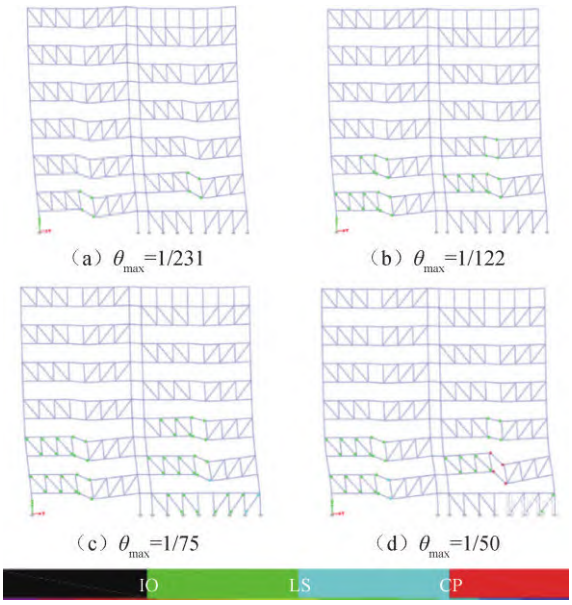


图22　模型STSF塑性铰发展

Fig. 22　Development of plastic hinges in STSF model

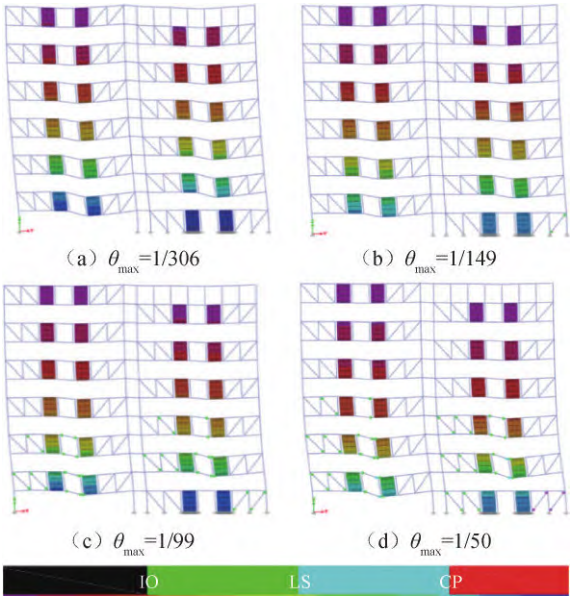


图23　模型STSF-SPWS塑性铰发展

Fig. 23　Development of plastic hinges in STSF-SPWS model

SPWS相邻的斜腹杆进入塑性状态，接着空腹节间的弦杆也开始出现塑性铰耗能，此时，θ_{max}=1/149。随着塑性变形的逐渐增大，θ_{max}=1/99时，空腹节间弦杆塑性铰继续发展。

综上，相比于普通交错桁架钢框架结构，经过合理设计的开缝钢板剪力墙可以为结构提供所需的抗侧刚度，同时还能在地震作用下率先屈服耗能，形成开缝钢板剪力墙与空腹节间弦杆先后屈服耗能的耗能机制。

3.3　耗能能力评估

模型各组成构件的滞回耗能如图24所示。可以看出，结构的滞回耗能E均随层间位移增大逐渐增大。对于模型STSF，结构的非线性滞回

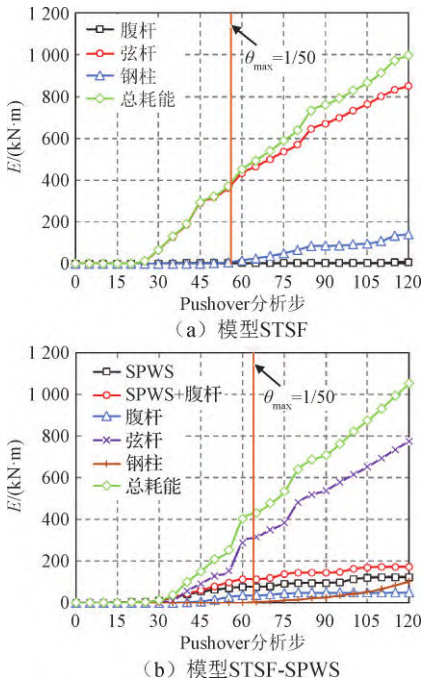


图24　各组成构件的滞回耗能

Fig. 24　Hysteresis energy dissipation of each component

耗能以弦杆耗能为主，当最大层间位移角为1/50时，弦杆耗能占比为97.3%，钢柱耗能占比2.1%，腹杆的耗能占比仅为0.6%。对于模型STSF-SPWS，结构的非线性滞回耗能主要以弦杆、SPWS及腹杆耗能为主，当最大层间位移角为1/50时，弦杆耗能占比为72.7%，SPWS耗能占比为18.1%，腹杆耗能占比为8.7%，钢柱耗能占比为0.4%。综上，通过SPWS可以耗散STST-SPWS主体结构的能量，且滞回耗能能力较为稳定，可有效提高结构延性。

3.4　参数分析

3.4.1　参数取值

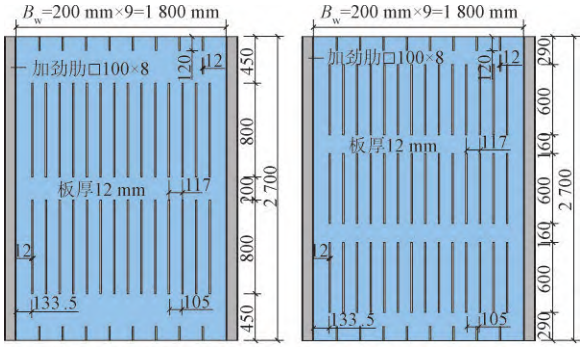
为研究开缝钢板剪力墙参数对STSF-SPWS结构抗震性能的影响，选取工程常用的开缝钢板剪力墙高宽比和高厚比进行参数分析。对于SPWS高宽比，选取了两排缝和三排缝两种开缝形式，保持SPWS的高度和厚度不变，分别取为2.7 m和12 mm，同时保持缝宽和缝间墙肢间距不变，通过改变SPWS板宽实现SPWS高宽比变化，SPWS板宽取为1.6、1.8 m和2.0 m三种规格。模型参数如表4所示，模型编号方式为：STSF-SPWS代表结构形式；其后数字2和3代表开缝排数；最后的数字1、2和3分别代表SPWS高宽比为1.69、1.50和1.35。以模型STSF-SPWS2-2和模型STSF-SPWS3-2为例给出SPWS的构造，见图25。

中国知网　https://www.cnki.net

表4　模型参数

Table 4　Model parameters

模型编号	开缝排数	H_w/B_w
STSF-SPWS2-1		1.69
STSF-SPWS2-2	2	1.50
STSF-SPWS2-3		1.35
STSF-SPWS3-1		1.69
STSF-SPWS3-2	3	1.50
STSF-SPWS3-3		1.35



（a）模型STSF-SPWS2-2　（b）模型STSF-SPWS3-2

图25　开缝钢板剪力墙构造

Fig. 25　Details of SPWS

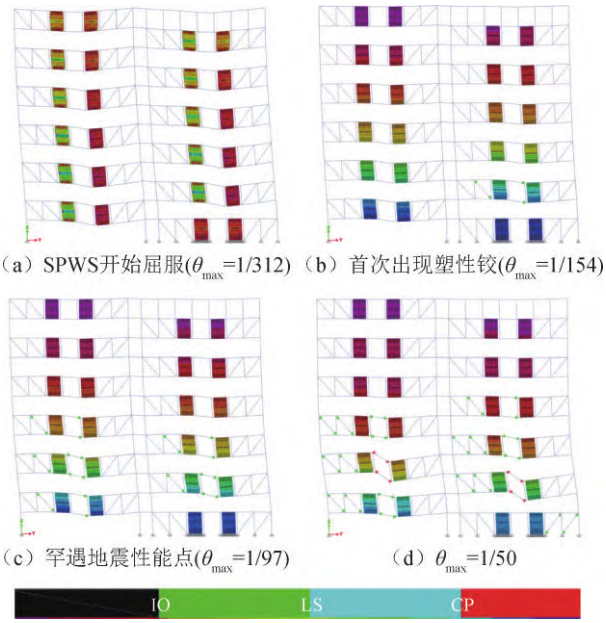
在分析高厚比对STSF-SPWS结构抗震性能影响时，以模型STSF-SPWS3-3为基准模型进行参数分析，保持SPWS高度不变，通过改变SPWS板厚实现高厚比变化，板厚取值为10、12、14、16 mm和18 mm共5种规格，对应的高厚比H_w/t_w分别为270.00、225.00、192.86、168.75和150.00。

3.4.2　开缝钢板剪力墙高宽比影响

以模型STSF-SPWS2-3为例给出了模型的塑性铰发展过程，见图26。可见，在参数范围内，SPWS高宽比对STSF-SPWS结构的耗能机制并未产生影响，仍为开缝钢板剪力墙先屈服，桁架杆件随后出现塑性铰。

SPWS高宽比对基底剪力-顶点位移（V_B-Δ_{top}）曲线的影响如图27所示。在顶点位移200 mm时，承载能力均略有降低，随着SPWS屈服区域进一步扩展，结构的承载能力还有一定程度的提高。随着SPWS高宽比的减小，STSF-SPWS结构的承载力略微增大（1%~2%），SPWS高宽比为1.50和1.35的STSF-SPWS结构的刚度较SPWS高宽比为1.69的STSF-SPWS结构的刚度分别提高约9%和16%，但承载力对应的位移明显降低。

表5为SPWS高宽比对层间刚度K和层间受剪承载力V的影响。可以看出，STSF-SPWS结构层间受剪承载力均可达到STSF结构的86%以上，层间受剪承载力随SPWS高宽比减小呈增大的趋

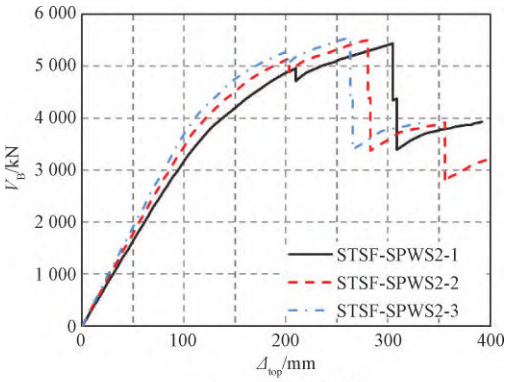


（a）SPWS开始屈服（θ_{max}=1/312）（b）首次出现塑性铰（θ_{max}=1/154）

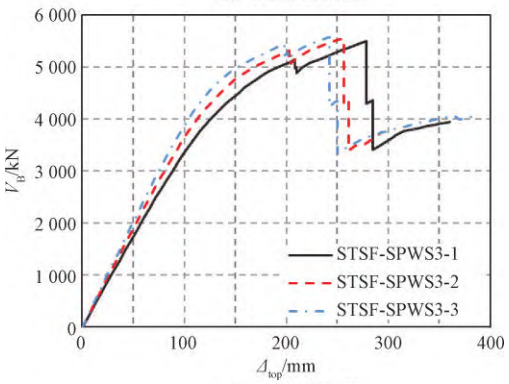
（c）罕遇地震性能点（θ_{max}=1/97）　（d）θ_{max}=1/50

图26　模型STSF-SPWS2-3塑性铰发展

Fig. 26　Development of plastic hinges in Model STSF-SPWS2-3



（a）两排缝模型



（b）三排缝模型

图27　SPWS高宽比对基底剪力-顶点位移曲线的影响

Fig. 27　Influence of height-to-width ratio of SPWS on base shear force-top displacement curves

势；STSF-SPWS结构层间刚度值均可达到STSF结构的66%以上，且层间刚度比均满足规范[28]要求，不会出现薄弱层。需要说明的是，由于实际工程中楼电梯位置往往布置有框架梁柱，可以提高整

中国知网　https://www.cnki.net

表5　SPWS高宽比对层间刚度和受剪承载力的影响

Table 5　Influences of the height-to-width ratio of SPWS on interlayer stiffness and shear capacity

楼层	未设置SPWS		H_w/B_w=1.69		H_w/B_w=1.50		H_w/B_w=1.35	
	K/(kN·m^{-1})	V/kN	K/(kN·m^{-1})	V/kN	K/(kN·m^{-1})	V/kN	K/(kN·m^{-1})	V/kN
12	181.901	227	157.082(86%)	245(108%)	168.078(92%)	252(111%)	175.657(97%)	207(92%)
11	289.667	426	208.996(72%)	415(97%)	225.743(78%)	430(101%)	237.296(82%)	387(91%)
10	256.868	597	188.109(73%)	549(92%)	204.692(80%)	571(96%)	216.850(84%)	536(90%)
9	265.851	731	188.595(71%)	649(89%)	206.158(78%)	676(93%)	219.182(82%)	652(89%)
8	277.680	835	192.606(69%)	729(87%)	210.908(76%)	760(91%)	224.539(81%)	746(89%)
7	286.005	923	195.792(68%)	800(87%)	214.605(75%)	832(90%)	228.671(80%)	827(90%)
6	294.878	1 003	199.259(68%)	866(86%)	218.753(74%)	899(90%)	233.379(79%)	900(90%)
5	301.997	1 082	201.778(67%)	930(86%)	221.929(73%)	965(89%)	237.094(79%)	971(90%)
4	310.704	1 160	205.528(66%)	993(86%)	226.522(73%)	1 033(89%)	242.378(78%)	1 039(90%)
3	315.993	1 232	209.207(66%)	1 056(86%)	230.498(73%)	1 099(89%)	246.645(78%)	1 102(89%)
2	338.374	1 285	234.323(69%)	1 109(86%)	255.416(75%)	1 154(90%)	271.262(80%)	1 149(89%)
1	622.052	1 305	511.611(82%)	1 136(87%)	534.146(86%)	1 183(91%)	548.386(88%)	1 166(89%)

注：括号内数值为STSF-SPWS的相应参数与STSF的百分比。

体结构的侧向刚度。

3.4.3　开缝钢板剪力墙高厚比影响

以模型STSF-SPWS3-3(H_w/t_w=150.00)为例给出了模型的塑性铰发展，见图28。可见，在参数范围内，SPWS高厚比对STSF-SPWS结构的耗能机制并未产生影响。

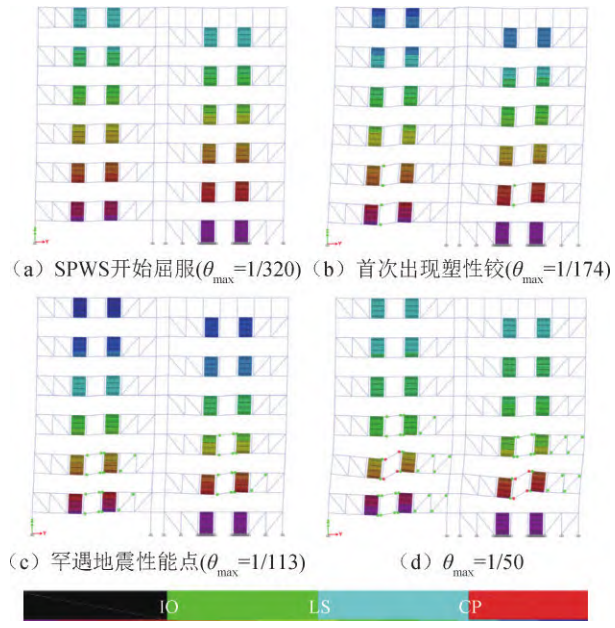


图28　模型STSF-SPWS3-3塑性铰发展

Fig. 28　Development of plastic hinges in Model STSF-SPWS3-3

图29所示为SPWS高厚比对基底剪力-顶点位移曲线的影响。可见，随着SPWS高厚比减小，STSF-SPWS结构的承载力略微增大，增幅3.4%~5.1%，刚度也随之增大，增幅4.5%~14.0%。需要注意的是，当SPWS高厚比小于168.75时，结构刚度和承载力提高并不明显。为了获得更好的延性

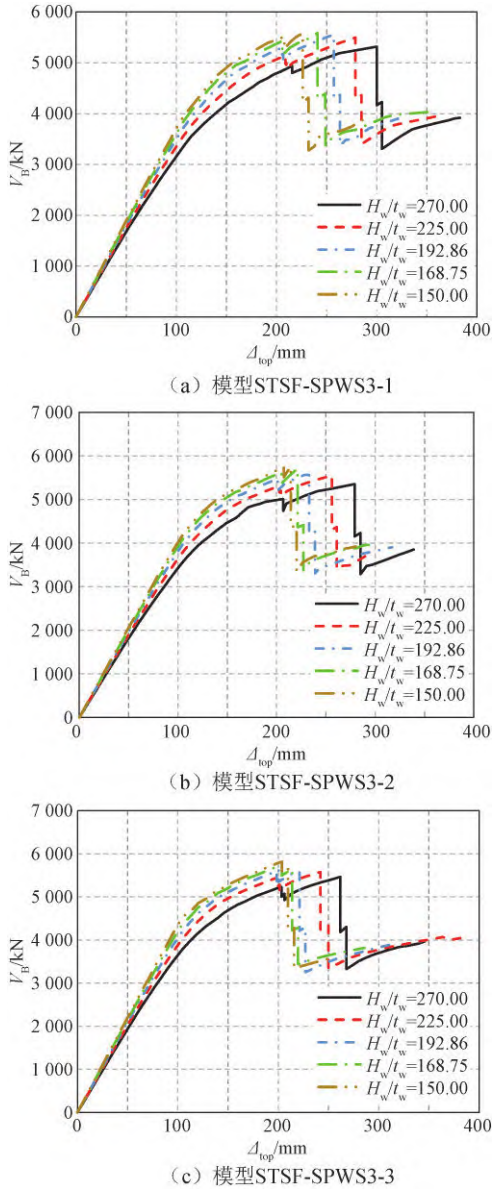


图29　SPWS高厚比对基底剪力-顶点位移曲线的影响

Fig. 29　Influence of height-to-thickness ratio of SPWS on base shear force-top displacement curves

中国知网　https://www.cnki.net

并满足弦杆腹板抗剪强度要求，在SPWS高度为2.7 m时，建议SPWS高厚比取值范围为192.86~270，即t_w取值在10~14 mm范围内。

4 结论

1）普通交错桁架钢框架结构桁架单元破坏时空腹节间弦杆翼缘和弦杆与柱连接处弦杆翼缘发生局部屈曲。设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构桁架单元破坏时，缝间墙肢和空腹节间弦杆翼缘出现明显局部屈曲，斜腹杆和与开缝钢板剪力墙相邻的竖腹杆焊缝开裂。

2）根据抗侧刚度近似相等原则设计时，开缝钢板剪力墙虽然降低了交错桁架钢框架结构桁架单元的刚度和承载力，但设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构桁架单元承载能力和耗能能力更加稳定，滞回曲线更加饱满，结构的延性和耗能能力更好。

3）设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构和普通交错桁架钢框架结构桁架单元承载力退化系数随位移增加呈降低趋势，但分别大于0.92和0.93。割线刚度随层间位移增大而减小，交错桁架钢框架结构桁架单元割线刚度在加载初期更大，层间位移角达到1/62后刚度退化幅度更小。等效黏滞阻尼系数随层间位移角增大而增大，设置开缝钢板剪力墙后耗能曲线上升更快，且等效黏滞阻尼系数总体上更大。

4）普通交错桁架钢框架结构的非线性滞回耗能以弦杆耗能为主，当最大层间位移角为1/50时，弦杆耗能占比为97.3%；设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的非线性滞回耗能主要以弦杆、SPWS及腹杆耗能为主，当最大层间位移角为1/50时，耗能占比分别为72.7%、18.1%和8.7%。

5）相比于普通交错桁架钢框架结构，合理设计的开缝钢板剪力墙可为结构提供所需的抗侧刚度，同时还能在地震作用下率先屈服耗能，形成开缝钢板剪力墙与空腹节间弦杆先后屈服的耗能机制。开缝钢板剪力墙能耗散主体结构的能量，且滞回耗能效果较为稳定，可有效提高结构延性。

6）开缝钢板剪力墙高宽比和高厚比对结构的耗能机制无明显影响。随着开缝钢板剪力墙高宽比和高厚比的减小，设置开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的承载力和刚度增大，但峰值荷载对应的位移减小。

参 考 文 献

[1] 周绪红，莫涛，蔡益燕. 新型交错桁架结构体系的应用[J]. 钢结构，2000，15（2）：16-18.（ZHOU Xuhong，MO Tao，CAI Yiyan. The use of new type staggered truss structure [J]. Steel Construction，2000，15(2)：16-18.（in Chinese））

[2] 许红胜. 钢结构交错桁架体系的抗震延性性能分析[D]. 湖南：湖南大学，2003：1-2.（XU Hongsheng. Analysis of global ductility of staggered truss steel frame in severe earthquake [D]. Hunan：Hunan University，2003：1-2.（in Chinese））

[3] 蒋路，谢骁蒙，李杰. 钢结构交错桁架弦杆-SPD楼板下沉式节点抗剪性能研究[J]. 建筑钢结构进展，2020，22(4)：75-82.（JIANG Lu，XIE Xiaomeng，LI Jie. Research on shear behavior of SPD floor-slab sinking joints in staggered truss structures [J]. Progress in Steel Building Structures，2020，22(4)：75-82.（in Chinese））

[4] PARRA M G J，GOEL S C，KIM K Y. Behavior of steel double-channel built-up chords of special truss moment frames under reversed cyclic bending [J]. Journal of Structural Engineering，2006，132 (9)：1343-1351.

[5] SIMASATHIEN S，JIANSINLAPADAMRONG C，CHAO S H. Seismic behavior of special truss moment frame with double hollow structural sections as chord members [J]. Engineering Structures，2017，131：14-27.

[6] 赵宝成，周德昊，顾强，等. 偏心腹杆式交错桁架结构滞回性能试验研究[J]. 工程力学，2013，30(12)：71-77.（ZHAO Baocheng，ZHOU Dehao，GU Qiang，et al. Experimental study on hysteretic behavior of eccentrically web members staggered truss [J]. Engineering Mechanics，2013，30(12)：71-77.（in Chinese））

[7] 赵宝成，计明明，顾强，等. 被动消能交错桁架滞回性能试验[J]. 沈阳建筑大学学报(自然科学版)，2013，29(1)：7-15.（ZHAO Baocheng，JI Mingming，GU Qiang，et al. Experimental investigation of hysteretic behavior of passive energy dissipation staggered truss [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science)，2013，29(1)：7-15.（in Chinese））

[8] GUPTA R P，GOEL S C. Dynamic analysis of staggered truss framing system [J]. Journal of Structural Division，1972，98(7)：1475-1492.

[9] GOEL S C，ITANI A M. Seismic behavior of open-web truss-moment frames [J]. Journal of Structural Engineering，1994，120(6)：1763-1780.

[10] GOEL S C，ITANI A M. Seismic-resistant special truss-moment frames [J]. Journal of Structural Engineering，1994，120(6)：1781-1797.

[11] 周绪红，莫涛，刘永健，等. 高层钢结构交错桁架结

中国知网 https://www.cnki.net

构的试验研究[J]. 建筑结构学报，2006，27(5)：86-92.(ZHOU Xuhong，MO Tao，LIU Yongjian，et al. Experimental study on high-rise staggered truss steel structure[J]. Journal of Building Structures，2006，27(5)：86-92.(in Chinese))

[12] 许红胜，周绪红，刘永健. 钢结构交错桁架体系在强震作用下的破坏模式[J]. 建筑科学与工程学报，2007，24(2)：63-67.(XU Hongsheng，ZHOU Xuhong，LIU Yongjian. Failure mode of staggered truss system of steel structure under severe earthquake[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering，2007，24(2)：63-67.(in Chinese))

[13] 张勇，张崇厚，刘彦生. 多层与高层错列桁架钢结构体系抗侧力性能对比[J]. 清华大学学报(自然科学版)，2007，47(12)：2100-2104.(ZHANG Yong，ZHANG Chonghou，LIU Yansheng. Lateral force resistance of multi-story and high-rise staggered truss systems[J]. Journal of Tsinghua University (Science and Technology)，2007，47(12)：2100-2104.(in Chinese))

[14] KIM J，LEE J，KIM Y. Inelastic behavior of staggered truss systems[J]. Structural Design of Tall and Special Buildings，2007，16(1)：85-105.

[15] 苗广威，冉红东. 新型交错桁架结构体系的反应谱分析[J]. 水利与建筑工程学报，2012，10(6)：48-52.(MIAO Guangwei，RAN Hongdong. Response spectrum analysis of new staggered truss structure[J]. Journal of Water Responses and Architectural Engineering，2012，10(6)：48-52.(in Chinese))

[16] SIMASATHIEN S，CHAO S H，MOORE K，et al. Modified structural layouts for staggered truss framing systems used in seismically active area[C]// Proceedings of the 10th National Conference in Earthquake Engineering. Anchorage：Earthquake Engineering Research Institute，2014. DOI:10.4231/D3DF6K41X.

[17] KIM J，LEE J，KIM B. Seismic retrofit schemes for staggered truss structures[J]. Engineering Structures，2015，102：93-107.

[18] HITAKA T，MATSUI C. Experimental study on steel shear wall with slits [J]. Journal of Structural Engineering，2003，129(5)：586-595.

[19] 陈以一，宁燕琪，蒋路. 框架-带缝钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2012，33(7)：133-139.(CHEN Yiyi，NING Yanqi，JIANG Lu. Experimental study on seismic behavior of frame-steel plate shear wall with slits [J]. Journal of Building Structures，2012，33(7)：133-139.(in Chinese))

[20] 白杨，王卫华，张伟，等. 开缝钢板剪力墙滞回性能研究[J]. 建筑钢结构进展，2018，20(2)：28-35.(BAI Yang，WANG Weihua，ZHANG Wei，et al. Research on the hysteretic behavior of steel plate shear wall with slits [J]. Progress in Steel Building Structures，2018，20(2)：28-35.(in Chinese))

[21] 交错桁架钢框架结构技术规程：CECS 323：2012[S]. 北京：中国计划出版社，2012.(Technical specification for staggered truss steel framing system：CECS 323：2012[S]. Beijing：China Planning Press，2012.(in Chinese))

[22] 交错桁架钢结构设计规程：JGJ/T 329—2015[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.(Specification for design of staggered steel truss framing systems：JGJ/T 329—2015 [S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2015.(in Chinese))

[23] 钢结构设计标准：GB 50017—2017[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2017.(Standard for design of steel structures：GB 50017—2017 [S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2017.(in Chinese))

[24] 钢板剪力墙技术规程：JGJ/T 380—2015 [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.(Technical specification for steel plate shear walls：JGJ/T 380—2015 [S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2015.(in Chinese))

[25] 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备：GB/T 2975—2018[S]. 北京：中国标准出版社，2018.(Steel and steel products：location and preparation of samples and test pieces for mechanical testing：GB/T 2975—2018 [S]. Beijing：Standards Press of China，2018.(in Chinese))

[26] 金属材料 拉伸试验：第1部分：室温试验方法：GB/T 228.1—2021[S]. 北京：中国标准出版社，2021.(Metallic materials：tensile testing：part 1：method of test at room temperature：GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing：Standards Press of China，2021.(in Chinese))

[27] 建筑抗震试验规程：JGJ 101—2015[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.(Specification for seismic test of buildings：JGJ 101—2015 [S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2015.(in Chinese))

[28] 建筑抗震设计规范：GB 50011—2010[S]. 2016版. 北京：中国建筑工业出版社，2016.(Code for seismic design of buildings：GB 50011—2010[S]. 2016 ed. Beijing：China Architecture & Building Press，2016.(in Chinese))

中国知网 https://www.cnki.net