文章编号:1000-6869(2025)03-0102-15
DOI:10.14006/j.jzjgxb.2023.0840

交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构横向抗地震倒塌性能

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:为满足高烈度抗震设防区对结构延性的需求,提出了交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙(staggered truss steel frame-steel plates shear wall with slits,STSF-SPWS)结构体系,并基于FEMA P695和T/CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》对其横向抗地震倒塌性能进行评估。建立了平面协同分析模型进行Pushover分析,给出设防地震性能目标下的结构影响系数建议值;基于Pushover分析结果明确了各受力阶段的受力和变形特点,提出了抗地震倒塌位移判定指标;采用增量动力分析(incremental dynamic analysis,IDA)进行抗地震倒塌易损性分析,得到了倒塌储备系数(collapse margin ratio,CMR);采用基于CMR的结构抗地震倒塌性能评估方法,根据调整后的倒塌储备系数(adjusted CMR,ACMR)和倒塌概率评估了交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的横向抗地震倒塌性能。分析结果表明:对于所分析的模型,其功能连续、修复后使用和生命安全性能指标对应的结构影响系数建议分别取为2.32、3.38和4.28;交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的地震倒塌位移判定指标可取为1/25;按所建议的结构影响系数设计的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构在罕遇地震和极罕遇地震作用下的安全储备满足FEMA P695要求。
关键词:交错桁架钢框架;开缝钢板剪力墙;增量动力分析;易损性分析;倒塌储备系数;横向抗地震倒塌性能
中图分类号:TU323.4 TU323.5 **文献标志码**:A

Transversal seismic collapse performance of staggered truss steel frame-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 meet the demand for the structural ductility in high seismic precautionary intensity zone, a staggered truss steel frame-steel plates shear wall with slits (STSF-SPWS) system was proposed. The transversal seismic collapse resistance of the structure was evaluated on the basis of FEMA P695 and T/CECS 392—2021 'Standard for anti-collapse design of building structures'. A plane collaborative analysis model was established to carry out pushover analysis, and the suggested value for the structural influence coefficient of the performance objectives under precautionary earthquake was provided. Based on the Pushover analysis results, the mechanic and deformation characteristics were clarified under each load phase and the seismic collapse decision indexes were obtained. Incremental dynamic analysis (IDA) was conducted to investigate seismic collapse vulnerability and the collapse margin ratio (CMR) was obtained. The evaluation method for the structural seismic collapse performance based on the CMR was adopted. According to the adjusted CMR (ACMR) and collapse probability, the transversal seismic collapse performance of STSF-SPWS was evaluated. The analysis results show that structural influence coefficients of the models investigated in this paper corresponding to the functional continuity, post-repair use, and life safety performance levels are respectively suggested as 2.32, 3.38 and 4.28. The seismic collapse decision index of the STSF-SPWS could be valued as 1/25. The STSF-SPWS designed according to the proposed structural influence coefficient could satisfy the safety margin requirement of the FEMA P695 under rare and extremely rare earthquakes.
Keywords: staggered truss steel frame; steel plates shear wall with slits; incremental dynamic analysis; vulnerability analysis; collapse margin ratio; transversal seismic collapse performance

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)因其建筑布置灵活、建筑空间大、施工工期短、环境污染小、综合造价低等优势,在中高层住宅、酒店、办公楼、教学楼和医院等带内廊式的矩形平面建筑中得到了广泛应用。该体系早期由Hanson等[1]提出,之后,周绪红等[2-3]将该体系引入国内,近年来开始应用于实际工程中[4],如绍兴柯桥精工绿筑产业园公寓楼、银川某装配式建筑产业园公寓楼、重庆联合产业孵化基地等。

目前,国内外学者针对交错桁架钢框架结构体系的抗震性能开展了研究,揭示了该类体系的传力路径和耗能机制[5-9],提出了简化分析方法[10-11],并提出了多种改进措施以改善其抗震性能,如改变桁架弦杆截面形式[12-13]、设置偏心支撑[14]、增设阻尼器或防屈曲支撑[15-16]、设置桁架端部支撑[17-18]、采用多个空腹节间[17]、空腹区域增设内柱或拉索[18]等。总体而言,改善交错桁架钢框架结构的抗震性能主要有3种思路,即通过合理的设计实现预设的耗能机制、改变构件的截面形式以及增设结构耗能元件。采用上述改善措施可有效改善交错桁架结构在低、中烈度抗震设防区的抗震性能,但高烈度抗震设防区对结构延性提出了更高的需求。因此,亟需引入延性好、刚度较大的耗能构件以适应中、高烈度抗震设防区对结构延性的需求。为解决上述问题,采用一种新型交错桁架钢框架结构体系,即将刚度较大、耗能性能良好的开缝钢板剪力墙(steel plate wall with slits,SPWS)[19-20]代替斜腹杆用于交错桁架钢框架结构体系中,形成交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构(STSF-SPWS)(图1),以期在多遇地震作用下保证结构刚度、设防地震和罕遇地震作用下提供更好的延性和耗能能力。

针对交错桁架钢框架结构的抗地震倒塌性能,国内外相关研究仍较少,且GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[21]中采用“三水准、两阶段”的抗震设计方法,仅对符合规范规定的不规则及复杂结构等进行第二阶段的弹塑性变形验算,对一般建筑主要采用合理的结构体系等抗震概念设计和采取相应的抗震构造措施来实现“大震不倒”的抗震设防目标,对结构抗地震倒塌能力并未给出明确的性能评价指标和评估方法。因此,需进一步研究结构抗地震倒塌的设计方法,完善第二阶段的抗震设计以确保结构具备足够的安全储备。

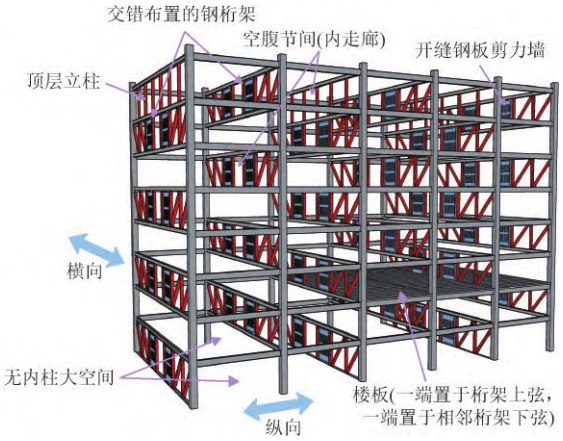


图1 交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构体系

Fig. 1 System of a staggered truss steel frame-steel plate wall with slits

在T/CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》[22]中,提供了抗地震倒塌设计方法和层间位移角倒塌判别指标,但并未考虑结构延性对倒塌判别指标的影响。仅美国ATC委员会发布的FEMA P695体系[23]提出了一种基于倒塌储备系数(collapse margin ratio,CMR)的定量评估结构抗地震倒塌能力的方法。Kim等[18]根据美国规范设计了6层、12层和18层不同空腹节间长度的交错桁架钢框架结构,并对其抗地震倒塌性能进行了分析,结果表明随结构层数增加,结构的抗倒塌储备系数呈先增大后减小的趋势。然而,尚未见针对交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的抗倒塌性能的研究。

鉴于此,本文中基于FEMA P695和T/CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》对交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的横向抗地震倒塌性能进行研究,建立交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构平面协同分析模型,进行Pushover分析,以得到不同性能水准的量化指标,并给出设防地震性能目标下的结构影响系数建议值;参考已有的钢结构倒塌判定限值,结合Pushover分析结果明确该结构受力和变形特点,以提出地震倒塌位移判定指标;采用增量动力分析(incremental dynamic analysis,IDA)得到倒塌储备系数(CMR);采用基于CMR和倒塌概率的结构抗地震倒塌性能评估方法,根据调整后的倒塌储备系数(adjusted CMR,ACMR)以评估交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的横向抗地震倒塌性能。

1 STSF-SPWS结构影响系数

在FEMA P695体系[23]中,建立了基于倒塌储备系数CMR的抗倒塌性能评估方法,其具体评估

中国知网 https://www.cnki.net

步骤如下：根据预设性能目标下的结构影响系数对结构进行弹性地震设计，建立非线性分析模型；选择符合规范要求的地震波及调幅准则；确定结构的倒塌判定准则和倒塌指标限值，采用增量动力分析（IDA）得到结构的易损性曲线，由此判断结构在罕遇及极罕遇地震作用下的倒塌概率；根据IDA分析结果得到结构的倒塌储备系数（CMR）；考虑地震记录对结构抗倒塌能力的谱形状因子（spectral shape factor，SSF），得到结构调整后的抗倒塌储备系数（ACMR）；考虑各种不确定性对结构抗倒塌能力的影响系数β_{TOT}，根据结构在最大考虑地震作用下的可接受倒塌概率计算可接受的ACMR；根据计算得到的ACMR与可接受的ACMR进行比较评估结构抗倒塌性能。为此，应首先进行STSF-SPWS结构影响系数研究。

1.1 结构影响系数的定义

结构影响系数R是指设防地震作用下结构保持完全弹性所需基底剪力V_e与相同地震作用下结构保持弹性时的设计基底剪力V_d之比。图2所示为结构总体反应曲线，其中Δ_e为V_e对应的位移，V_y和Δ_y分别为结构明显屈服时的基底剪力及对应的位移。结构影响系数可按式（1）计算。

$$R = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \cdot R_\Omega \qquad (1)$$

式中：R_μ为结构延性折减系数；R_Ω为结构超强系数。

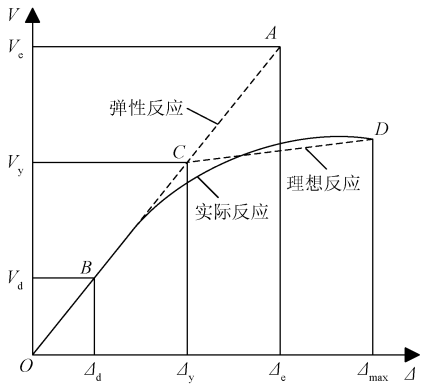


图2 结构总体反应曲线

Fig. 2 General response curve of structures

1.2 结构模型设计

在CECS 323：2012《交错桁架钢框架结构技术规程》[24]中规定，交错桁架钢框架结构在抗震设防烈度为8度（0.2g）时适用高度限值为80 m。为研究高层交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构在高烈度地区的抗震性能，设计了12层、18层、21层和26层共4种层数的结构模型，编号分别为STSF12-SPWS、STSF18-SPWS、STSF21-SPWS、STSF26-SPWS。桁架跨度均为18.2 m，纵向总长度为55.6 m，结构首层层高3.3 m，标准层层高3 m，图3为其平面布置图，图4以模型STSF12-SPWS为例给出了结构典型立面布置。

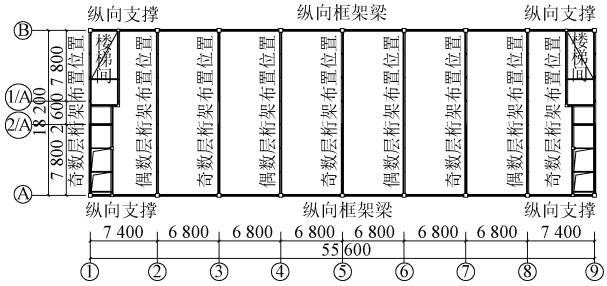
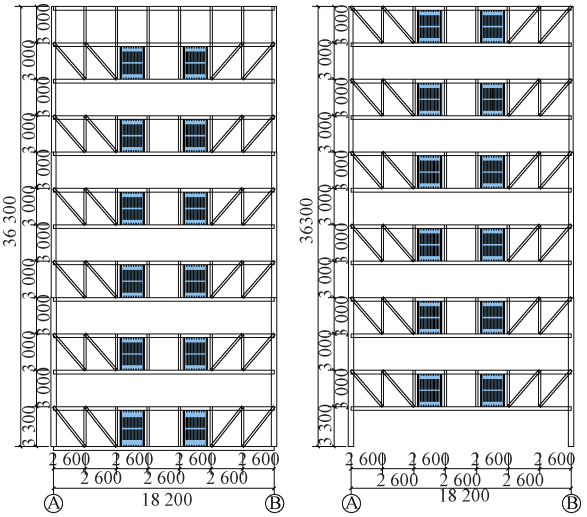


图3 STSF-SPWS平面布置[25]

Fig. 3 Plan layout of STSF-SPWS[25]



（a）奇数跨 （b）偶数跨

图4 STSF12-SPWS立面布置

Fig. 4 Elevation layout of STSF12-SPWS

结构模型抗震设防烈度为8度（0.2g），Ⅱ类场地，设计地震分组为第一组。楼面恒荷载取为3.75 kN/m^2，附加恒荷载取为1.5 kN/m^2，活荷载取为2.0 kN/m^2，分隔墙处线荷载取为6 kN/m。SPWS为Q235B钢材，其他构件均为Q345B钢材，楼板采用150 mm厚的C30现浇钢筋混凝土楼板。采用ETABS结构分析软件建立了三维分析模型，通过调整截面尺寸以满足CECS 323：2012《交错桁架钢框架结构技术规程》[24]和GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[21]的各项指标要求，开缝钢板剪力墙的设计满足JGJ/T 380—2015《钢板剪力墙技术规程》[26]的要求，最终确定的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构截面尺寸如表1所示，由于下部楼层承担的竖向荷载较上部楼层大，为此上部楼层钢柱截面尺寸有所减小。开缝钢板剪力墙截面尺寸如图5所示。

中国知网 https://www.cnki.net

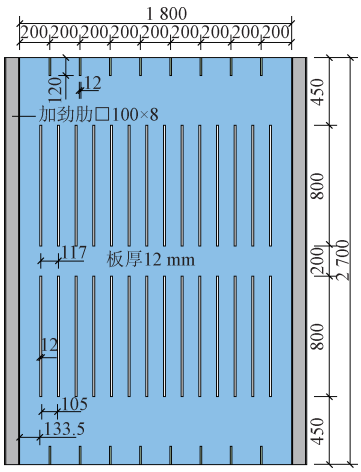


图5　开缝钢板剪力墙截面尺寸

Fig. 5　Sectional dimensions of SPWS

1.3　STSF-SPWS平面协同分析模型

对于规则的交错桁架结构，不考虑扭转耦联计算时，可采用平面协同分析模型进行横向水平荷载作用下的非线性静力推覆分析，采用刚性链杆模拟楼板传递水平力的作用[27]。周绪红等[11]研究表明，平面协同分析模型计算结果与空间有限元模型计算结果相差较小。文中采用ETABS结构分析软件建立了交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构平面协同分析模型，桁架和柱采用框架单元模拟，开缝钢板剪力墙采用非线性分层壳单元模拟，钢板开缝通过绘制墙洞的方式实现。将楼板恒、活面荷载等效为线荷载施加在上、下弦杆；纵向分隔墙线荷载等效为集中恒荷载施加于弦杆相应节点处；上部楼层恒、活荷载通过柱传递至该层柱顶，采用等效的集中恒、活荷载施加在柱顶节点处。水平加载模式采用均匀分布和倒三角分布两种模式。

1.4　STSF-SPWS结构性能指标分析

在CECS 323：2012《交错桁架钢框架结构技术规程》[24]和JGJ/T 329—2015《交错桁架钢结构设计规程》[27]中规定交错桁架钢框架结构在多遇地震作用下层间位移角限值为1/250，罕遇地震作用下横向层间位移角限值分别为1/75和1/50，对于设防烈度地震下结构层间位移角没有明确规定，通过相应的抗震构造措施保证。对于交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构，为实现“中震可修”的性能目标，需研究其在设防地震作用下的结构变形量化指标。在GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[21]中，钢结构在完好、轻微损坏、中等破坏和不严重破坏状态下的最大层间位移角控制目标限值分别为1/300、1/200、1/100和1/55，然而其对交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的适用性仍待进一步研究。

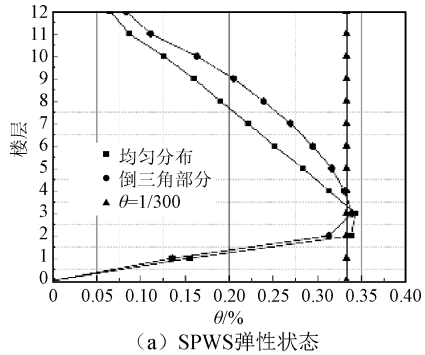
对交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构平面协同分析模型进行Pushover分析，结合其在水平地震作用下的抗震性能和屈服耗能特性，并参考GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》中钢结构的变形指标限值，给出交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的结构性能指标。以模型STSF12-SPWS为例，图6中给出了不同受力阶段的层间位移角θ分布，图7中给出了SPWS大面积屈服及桁

表1　STSF-SPWS组成构件横截面规格

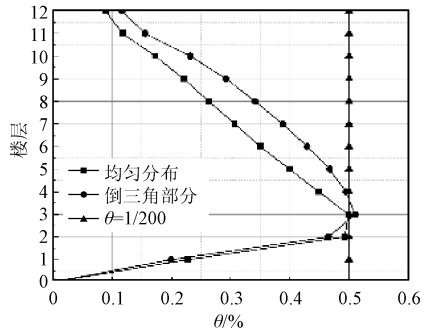
Table 1　Cross-sectional dimensions of components in STSF-SPWS

模型类别	层数	截面规格						
		柱	桁架弦杆	桁架端部斜腹杆	桁架其他斜腹杆	桁架竖腹杆	纵向梁	纵向支撑
12层	1~4	□450×24	H300×250×12×14	□180×12	□180×150×10	□180×12	H450×200×12×14	□200×14
	5~8	□400×22						
	9~12	□350×20						
18层	1~4	□500×40	H300×250×12×14	□180×12	□180×150×10	□180×12	H450×200×12×14	□300×20
	5~8	□450×30						
	9~15	□400×28						
	16~18	□350×20						
21层	1~5	□700×30	H300×250×12×14	□180×12	□180×150×10	□180×12	H450×200×12×14	□300×20
	6~10	□650×30						
	11~15	□600×26						
	16~21	□500×20						
26层	1~5	□800×30	H300×250×12×14	□180×12	□180×150×10	□180×12	H450×200×12×14	□300×20
	6~10	□750×30						
	11~15	□700×30						
	16~20	□600×24						
	21~26	□500×20						

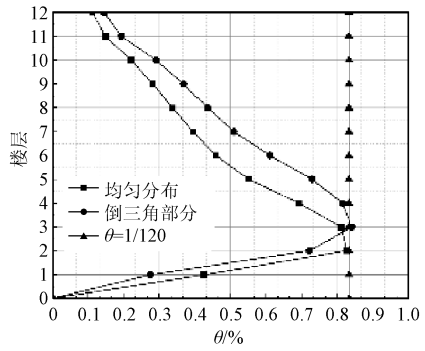
中国知网　https://www.cnki.net



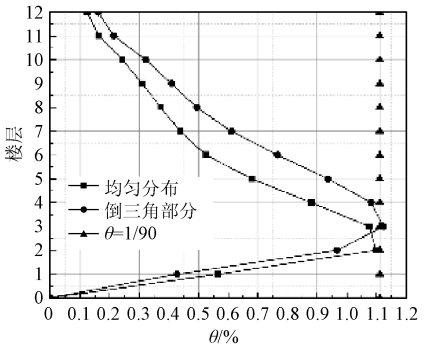
（a）SPWS弹性状态



（b）SPWS开始屈服



（c）SPWS大面积屈服

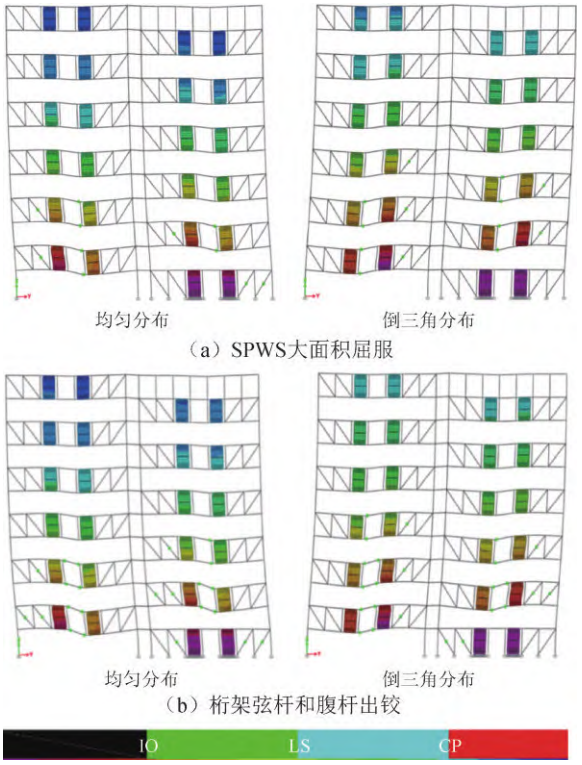


（d）桁架弦杆和腹杆出铰

图6　模型STSF12-SPWS层间位移角分布

Fig. 6　Interlayer drift distribution of model STSF12-SPWS

架弦杆和腹杆出铰状态下的塑性铰分布。需要注意的是，对于交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构，其桁架单元存在空腹节间，且结构底部区域承受剪力大，致使空腹节间变形大（图7），为此，层间位移角最大值出现在结构底部区域。当层间位移角最大值达到1/300附近时（图6a），4个模型在两种加载模式下均处于弹性状态，SPWS最大应力为215 MPa，满足正常使用性能指标。当层间位移角



注：性能点IO表示构件只受到轻微破坏，无须修复即可继续使用；性能点LS表示构件受到显著破坏但尚不危及生命安全，修复后可继续使用；性能点CP表示构件受到严重破坏，即将出现或已经出现强度退化，已不可修复使用，但构件尚能承受重力荷载而避免倒塌。

图7　模型STSF12-SPWS塑性铰分布

Fig. 7　Distribution of plastic hinges of model STSF12-SPWS

最大值达到1/200时（图6b），4个模型的SPWS刚进入屈服状态，最大应力为266 MPa，其余构件均处于弹性状态，结构不需修复或轻微修复即可使用，满足功能连续性能指标。当层间位移角最大值达到1/120时（图6c和图7a），框架主体构件基本保持弹性状态，SPWS大面积屈服，满足修复后使用指标。层间位移角最大值达到1/90时（图6d和图7b），SPWS充分屈服耗能，桁架弦杆和腹杆中均出现塑性铰，钢柱未出现塑性铰，结构可继续承担荷载，满足生命安全性能目标。

综上，所选取的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的结构性能指标如表2所示。

表2　STSF-SPWS抗震性能水平量化指标限值

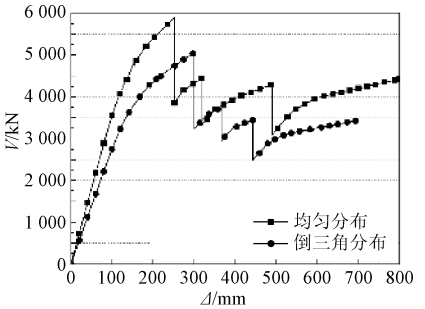
Table 2　Quantified indicator limits for the seismic performance of STSF-SPWS

层间位移角限值			
正常使用	功能连续	修复后使用	生命安全
1/300	1/200	1/120	1/90

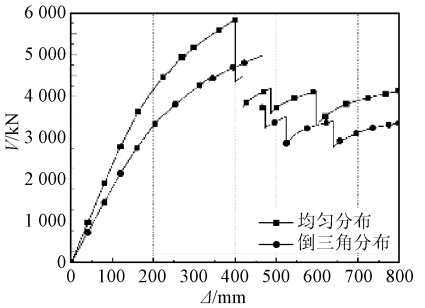
1.5　STSF-SPWS结构影响系数

交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的基底剪力-顶点位移（V-Δ）曲线如图8所示，可以看

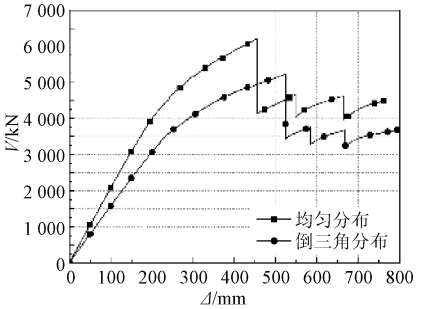
中国知网　https://www.cnki.net



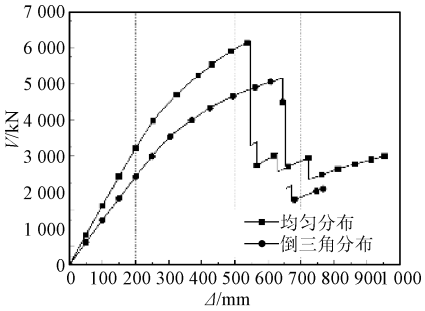
（a）STSF12-SPWS



（b）STSF18-SPWS



（c）STSF21-SPWS



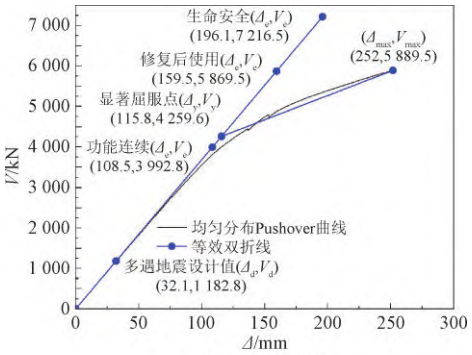
（d）STSF26-SPWS

图8　基底剪力-顶点位移曲线

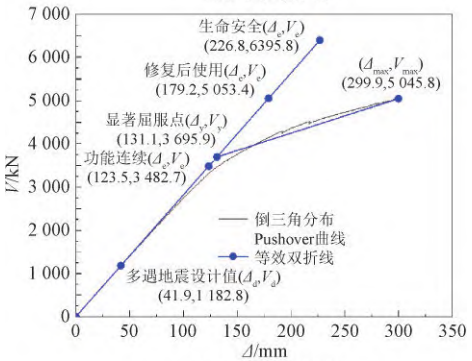
Fig. 8　Base shear force-top displacement curves

出，均匀分布加载模式下结构的承载力比倒三角分布加载模式更高，极限位移小。

基于得到的基底剪力-顶点位移曲线，可提取出结构的弹性刚度K_e，根据表2中的性能水平量化指标，可从Pushover分析曲线中提取相应的层间位移角所对应的顶点位移Δ_e，通过K_e可求得对应的弹性底部剪力V_e；结构的底部剪力设计值V_d和对应的顶点位移Δ_d可采用振型分解反应谱法确定。以模型STSF12-SPWS为例，图9中给出了结构影响系数计算关键点的计算结果。根据1.1节的定义可求得交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构在设防地震作用下层间位移角分别达到功能连续、修复后使用和生命安全性能指标限值（表2）时的结构影响系数，如表3所示。偏保守地取根据倒三角分布荷载计算的结构影响系数，即功能连续、修复后使用和生命安全性能指标对应的结构影响系数分别取为2.32、3.38和4.28。



（a）均匀分布



（b）倒三角分布

图9　结构影响系数计算关键点计算结果（模型STSF12-SPWS）

Fig. 9　Calculated results of key points for calculation of structural influence coefficient (model STSF12-SPWS)

表3　各性能目标下的结构影响系数

Table 3　Structural influence coefficient under each performance target

性能指标	水平荷载	R				
		STSF12-SPWS	STSF18-SPWS	STSF21-SPWS	STSF26-SPWS	均值
功能连续	均匀分布	3.38	2.71	2.49	2.15	2.68
	倒三角分布	2.94	2.30	2.18	1.85	**2.32**
修复后使用	均匀分布	4.96	4.11	3.73	3.12	3.98
	倒三角分布	4.27	3.38	3.11	2.74	**3.38**
生命安全	均匀分布	6.10	6.07	4.59	3.90	5.17
	倒三角分布	5.41	4.36	3.94	3.39	**4.28**

2　STSF-SPWS地震倒塌位移判定指标

为研究交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的抗倒塌性能，首先应明确其地震倒塌位移判

中国知网　https://www.cnki.net

定指标。目前，国内外学者提出了如下常用的倒塌判定准则：强度破坏准则、刚度退化准则、变形或位移准则、能量破坏准则、变形和能量双重破坏准则、动力失稳准则、基于IDA分析的倒塌破坏准则等。参考已有的钢结构倒塌判定限值[13,21-22,24,28-37]，结合Pushover分析结果明确交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的受力及变形特点，提出交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的地震倒塌位移判定指标。

2.1 钢结构倒塌判定指标限值

美国钢结构协会颁布的AISC 14钢结构设计指南[38]指出，交错桁架钢框架结构通过空腹节间弦杆耗能的受力特性类似于延性弯矩钢框架结构或偏心支撑钢框架结构。表4和表5分别给出了现行规范和已有研究中钢结构倒塌判定指标限值。可以看出，现行规范针对钢结构的层间位移角限值多为1/50（表4），而已有研究结果（表5）表明，中心支撑钢框架结构倒塌时的极限层间位移角在0.04 rad左右，特殊桁架弯矩框架的极限层间位移角为0.04 rad。

表4 钢结构倒塌判定指标限值（设计规范）

Table 4 Limit of collapse judgement index for steel structure (design codes)

规范编号	结构类型	层间位移角限值
JGJ 99—2015[28]	钢结构	1/50
GB 50011—2010[21]		1/50
CECS 160：2004[29]	钢框架结构	0.029 rad
	钢支撑框架结构	0.02 rad
CECS 323：2012[24]	交错桁架钢框架	1/50
FEMA 356[30]	钢结构	1/20
ASCE 41[31]	钢抗弯框架	1/20
	钢支撑框架	1/50
FEMA 351[32]	钢框架结构	0.041 7 rad（1~3层）
		0.036 1 rad（4~12层）
TBI 2017[33]	钢结构	0.045 rad（最大）
		0.015 rad（残余）
T/CECS 392—2021[22]		0.045 rad

表5 钢结构倒塌判定指标限值（已有研究）

Table 5 Limit of collapse judgement index for steel structure (existing studies)

数据来源	层数	钢支撑形式	倒塌时最大层间位移角/rad
文献[34]	1	X形中心支撑	0.044
文献[35]	2	单斜杆中心支撑	0.043
文献[36]	2	一层V形，二层人字形	0.033
文献[37]	4	人字形中心支撑	0.042
文献[13]	1	特殊桁架弯矩框架	0.040

2.2 STSF-SPWS框架Pushover分析

图8所示为交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的基底剪力-顶点位移曲线，其典型特征如图10所示，可分为5个阶段，以模型STSF12-SPWS为例，图11中给出了推覆曲线中刚度明显退化时的塑性铰发展状态。从原点加载至开缝钢板剪力墙开始屈服的a点为第1阶段，此阶段为弹性阶段；从a点至极限荷载b点，先后出现开缝钢板剪力墙屈服耗能、桁架空腹节间弦杆、斜腹杆开始屈服耗能，此阶段为第2阶段；b点降低至b'点时，桁架空腹节间弦杆两端塑性铰在层间变形最大的楼层出现性能CP破坏状态，层间刚度出现明显退化，但仅在个别楼层出现空腹节间弦杆破坏，不会发生倒塌；加载至b'点后，由于应力重分布，荷载上升至c点，此时桁架空腹节间弦杆塑性铰进一步发展至相邻楼层，此阶段为第3阶段；随后荷载降低至c'点，此时相邻楼层桁架空腹节间弦杆的塑性铰状态发展为CP破坏状态，空腹节间弦杆的破坏逐步扩展至其他楼层，导致刚度再次出现明显退化；此后再次出现应力重分布，空腹节间弦杆塑性铰进一步扩展，每次刚度的明显退化均为某个楼层空腹节间弦杆两端出现破坏时的状态，最终分别形成了第4阶段（c'~d）和第5阶段（d'~e）。

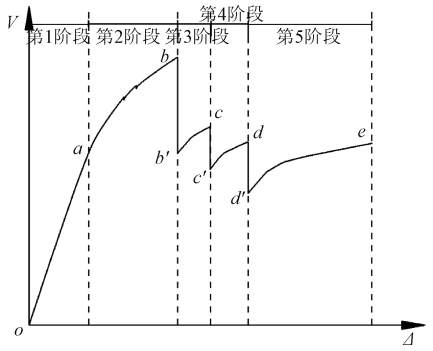


图10 典型基底剪力-顶点位移曲线

Fig. 10 Typical base shear force-top displacement curves

在JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验规程》[39]中规定，当试件破坏时极限顶端水平位移取承载力退化至极限荷载的85%时对应的极限顶端位移作为倒塌位移限值点。由于交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构具有较好的延性，结构达到极限荷载后，仅个别楼层的空腹节间弦杆出现破坏，刚度退化后仍然具有较高的承载能力，结构不会发生倒塌，且结构达到极限荷载首次出现明显下降时，如取承载力下降至极限荷载的80%或85%均得不到相应的交点。因此，偏于安全考虑，取图10曲线中d点承载力对应的顶端位移作为倒塌位移

中国知网 https://www.cnki.net

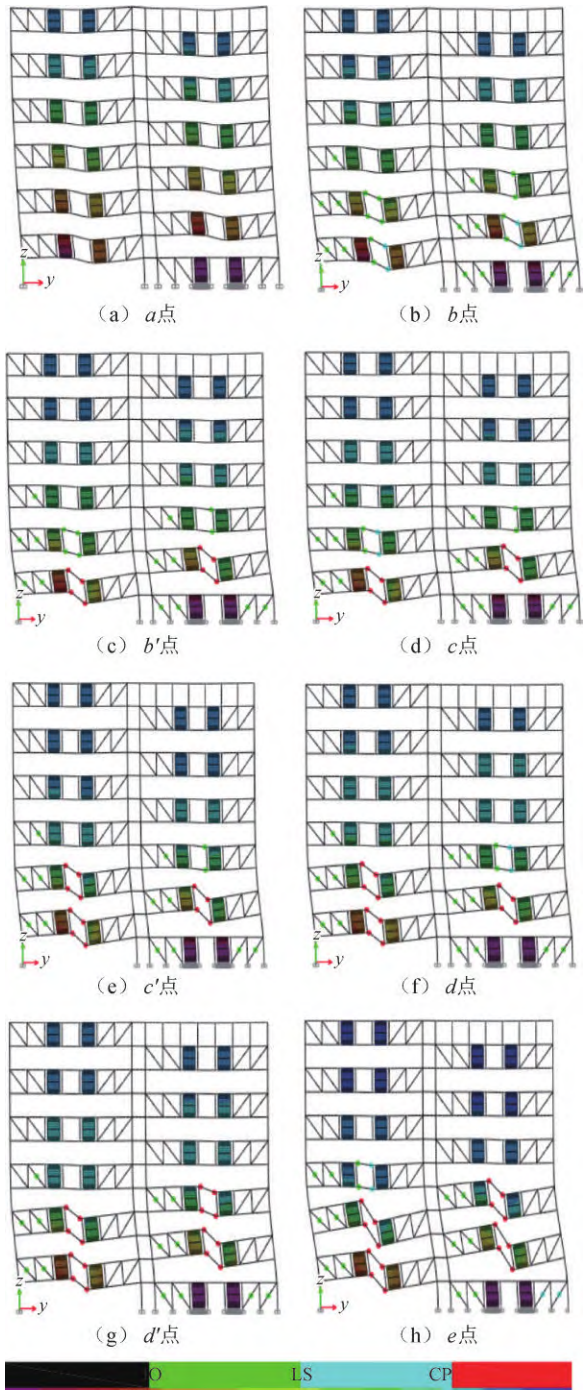


图11　基底剪力-顶点位移曲线特征点塑性铰分布

Fig. 11　Distribution of plastic hinges at characteristic points of base shear force-top displacement curves

限值，曲线中d点的承载力约为b点对应极限荷载的75%。

表6中给出了Pushover推覆曲线中d点所对应的最大层间位移角分析结果。可以看出，随着层数的增加，d点所对应的最大层间位移角呈降低趋势，主要原因是结构层数越少，空腹节间弦杆破坏后，其冗余度小于层数较多的结构。4个分析模型d点对应的最大层间位移角平均值为1/25.1。基于Pushover分析结果并参考国内外针对钢结构

表6　d点最大层间位移角

Table 6　Maximum interlayer drift of point d

分析模型	水平荷载	最大层间位移角θ_{max}	$\overline{\theta}_{max}$	CP状态塑性铰分布
STSF12-SPWS	均匀分布	1/24	1/22.5	结构第2、3层空腹节间弦杆
	倒三角分布	1/21		
STSF18-SPWS	均匀分布	1/25	1/24	结构第3、4层空腹节间弦杆
	倒三角分布	1/23		
STSF21-SPWS	均匀分布	1/29	1/28.5	结构第3、4、5、6层空腹节间弦杆
	倒三角分布	1/28		
STSF26-SPWS	均匀分布	1/26	1/25.5	结构第4、5、6、7、8层空腹节间弦杆
	倒三角分布	1/25		

倒塌位移判定指标的相关规范规定和已有研究成果，将交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的地震倒塌位移判定指标取为1/25。

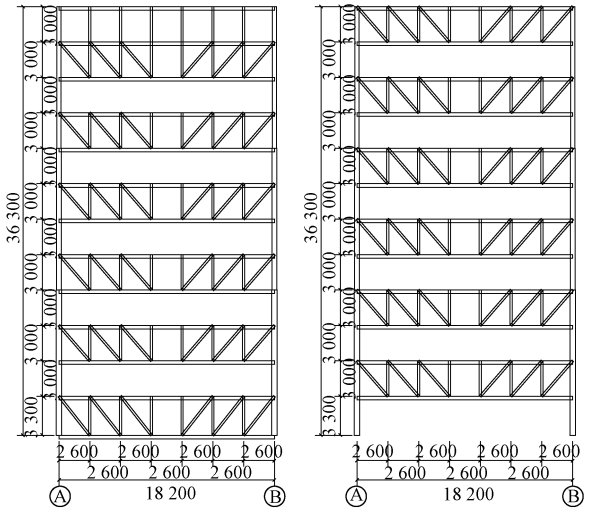
3　STSF-SPWS结构易损性分析与抗倒塌性能评估

3.1　直接基于设防地震性能目标的分析模型

选取设防地震作用下的修复后使用性能目标对交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的抗倒塌性能进行评估。根据第1节的分析结果，修复后使用性能目标对应的结构影响系数可取为3.38。GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》[21]中统一隐含的结构影响系数为2.8125，故基于中震可修的性能目标设计交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构时，取地震作用调整系数为2.8125/3.38=0.832，即考虑交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构较好的延性对设防水准地震作用的折减。ETABS软件中进行非线性直接积分时程分析时常采用瑞利阻尼考虑阻尼效应，结构性能分析软件Perform 3D技术手册中给出了计算瑞利阻尼的建议取值：长周期取$0.9T_1$，短周期取$0.2T_1$，T_1为结构1阶自振周期。

为与传统交错桁架钢框架结构和采用低屈服强度钢板的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构进行对比，以模型STSF12-SPWS为基础，设计了2个模型，一个为传统交错桁架钢框架结构(STSF12)，斜腹杆采用□180×150×10，其立面布置如图12所示；另一个将开缝钢板剪力墙的钢材Q235B改为LY160钢材(STSF12-SPWS-LY160)。根据GB/T 28905—2012《建筑用低屈服强度钢板》[40]确定LY160钢材的材性，弹性模量取为1.94×10^5 MPa，泊松比取为0.3，屈服强度和抗拉强度分别取为160 MPa和270 MPa。经验算，各模型

中国知网　https://www.cnki.net



（a）奇数跨模型　　（b）偶数跨模型

图12　模型STSF12立面布置[25]

Fig. 12　Elevation layout of model STSF12[25]

均满足相关规范的构件受力验算和构造措施要求。

图13所示为各模型算例的推覆曲线，由图可见，交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构比传统交错桁架钢框架结构具有更好的延性和变形能力；采用LY160软钢比采用普通Q235B钢材的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构具有更好的延性和变形能力。

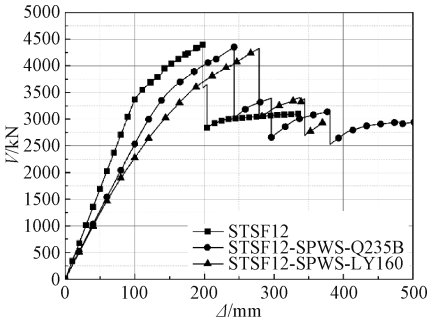


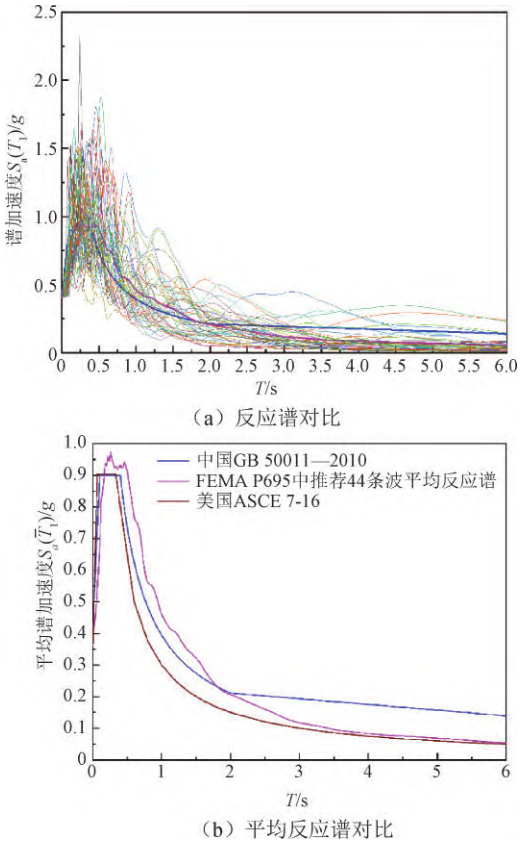
图13　模型基底剪力-顶点位移曲线

Fig. 13　Base shear force-top displacement curves of models

3.2　抗地震倒塌易损性分析

3.2.1　地震波筛选

采用SeismoSignal软件对FEMA P695推荐的44条远场地震波按8度（0.2g）罕遇地震作用下的加速度进行统一标准调幅，然后进行加速度反应谱转换，得到罕遇地震作用下的加速度反应谱，其与规范的加速度反应谱曲线进行对比，如图14所示。可以看出，结构周期小于2.0 s时，我国规范的反应谱曲线更加接近于平均反应谱曲线，与FEMA P695推荐的44条地震波平均反应谱曲线匹配较好；结构周期位于2~6 s时，我国规范反应谱曲线与44条地震波的平均反应谱曲线差异较



（a）反应谱对比

（b）平均反应谱对比

图14　加速度反应谱对比（8度罕遇地震）

Fig. 14　Comparison of acceleration response spectrums (8-degree rare earthquakes)

大，为降低地震动记录对结构抗地震倒塌能力的影响，需从FEMA P695推荐的44条远场地震动记录中筛选出符合我国抗震规范要求的地震波。

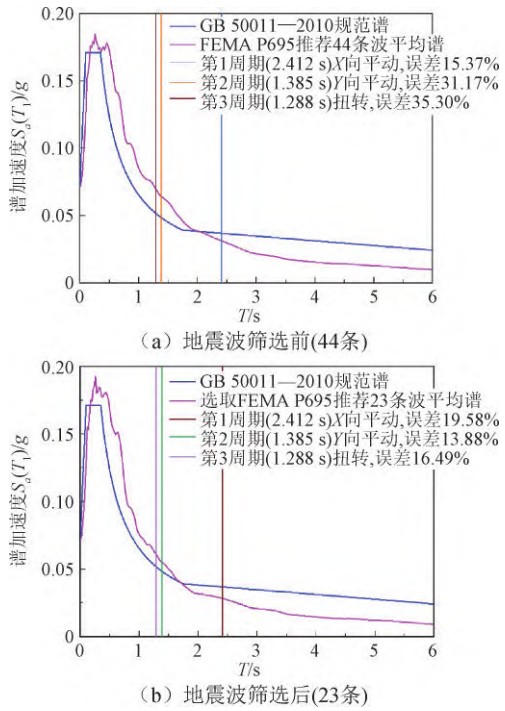
以STSF12-SPWS模型为例，按我国抗震规范对其进行反应谱分析及44条地震波在多遇地震作用下的弹性时程分析，与反应谱分析的结构底部剪力进行比较，保留单条地震波弹性时程分析得到的结构底部剪力值处于65%~135%反应谱分析值范围内的地震波，从44条地震波中选取符合我国抗震规范要求的23条地震波。地震波筛选前后的平均反应谱曲线与规范比较如图15所示，可以看出，地震波筛选前44条远场地震波的平均反应谱曲线在结构前3阶主要周期点处的误差分别为15.37%、31.17%和35.3%，不满足我国抗震规范规定的20%误差允许值；地震波筛选后结构前3阶周期点处的误差分别为19.58%、13.88%和16.49%。筛选了23条符合要求的地震波，如表7所示。

3.2.2　地震概率需求模型

结构需求参数（engineering demand parameter，EDP）与地震动强度参数（intensity measure，IM）间满足式（2）[41]。

$$P_{ED} = \alpha M_1^{\beta} \tag{2}$$

中国知网　https://www.cnki.net



（a）地震波筛选前(44条)

（b）地震波筛选后(23条)

图15　地震波筛选前后加速度反应谱对比

Fig. 15　Comparison of acceleration response spectrums before and after seismic wave filter

表7　筛选出的23条地震动记录信息

Table 7　Information of filtered 23 ground motion records

序号	PEER记录编号	年代-地震动震级-名称	A_{PC}/g
2-1	960	1994-6.7-Northridge	0.410
2-2			0.482
3-1	1602	1999-7.1-Duzce, Turkey	0.728
4-1	1787	1999-7.1-Hector Mine	0.266
5-1	169	1979-6.5-Imperial Valley	0.238
5-2			0.351
6-2	174	1979-6.5-Imperial Valley	0.380
7-1	1111	1995-6.9-Kobe, Japan	0.509
7-2			0.503
8-1	1116	1995-6.9-Kobe, Japan	0.243
10-2	1148	1999-7.5-Kocaeli, Turkey	0.150
12-1	848	1992-7.3-Landers	0.284
13-1	752	1989-6.9-Loma Prieta	0.529
16-1	721	1987-6.5-Superstition Hills	0.358
17-2	725	1987-6.5-Superstition Hills	0.300
18-1	829	1992-7.0-Cape Mendocino	0.385
18-2			0.549
19-1	1244	1999-7.6-Chi-Chi, Taiwan	0.353
20-1	1485	1999-7.6-Chi-Chi, Taiwan	0.473
20-2			0.507
21-1	68	1971-6.6-San Fernando	0.210
21-2			0.174
22-2	125	1976-6.5-Friuli, Italy	0.315

对式(2)两边取对数,可得

$$\ln P_{ED} = A + B\ln M_1 \tag{3}$$

式中,$A=\ln\alpha$,$B=\beta$,均为常数。

将选取的地震动强度参数$S_a(T_1,5\%)$和结构损伤指标θ_{max}代入式(3),可得

$$\ln\theta_{max} = A + B\ln\left(S_a\left(T_1,5\%\right)\right) \tag{4}$$

结构易损性曲线表示在不同强度地震作用下的结构响应D超过所定义的能力参数C的条件概率,其概率公式[42]为

$$P_f = \Phi\left[\frac{-\ln\left(\hat{C}/\hat{D}\right)}{\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}}\right] = \Phi\left[\frac{\ln\left[\alpha\left(S_a\left(T_1,5\%\right)\right)^{\beta}/\hat{C}\right]}{\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}}\right] \tag{5}$$

式中:$\Phi(x)$为标准正态分布函数;$\hat{C}$和$\hat{D}$分别为结构能力参数和需求参数的中位值;β_c和β_d由统计得出,根据HAZUS99[43]建议,当易损性曲线采用加速度谱值$S_a(T_1)$为自变量时,$\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}$取0.4,以地面峰值加速度为自变量时,$\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}$取0.5。

在T/CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》[22]中,采用基于频数分析法的结构倒塌概率计算,计算式如下:

$$P_{collapse} = N_{collapse}/N_{total} \tag{6}$$

式中:$P_{collapse}$为某一强度地震作用下结构的倒塌概率;$N_{collapse}$为某一强度地震作用下发生倒塌破坏的地震动数;N_{total}为选定一组地震动记录的总地震动数量。

3.2.3　基于$S_a(T_1)$的结构易损性曲线

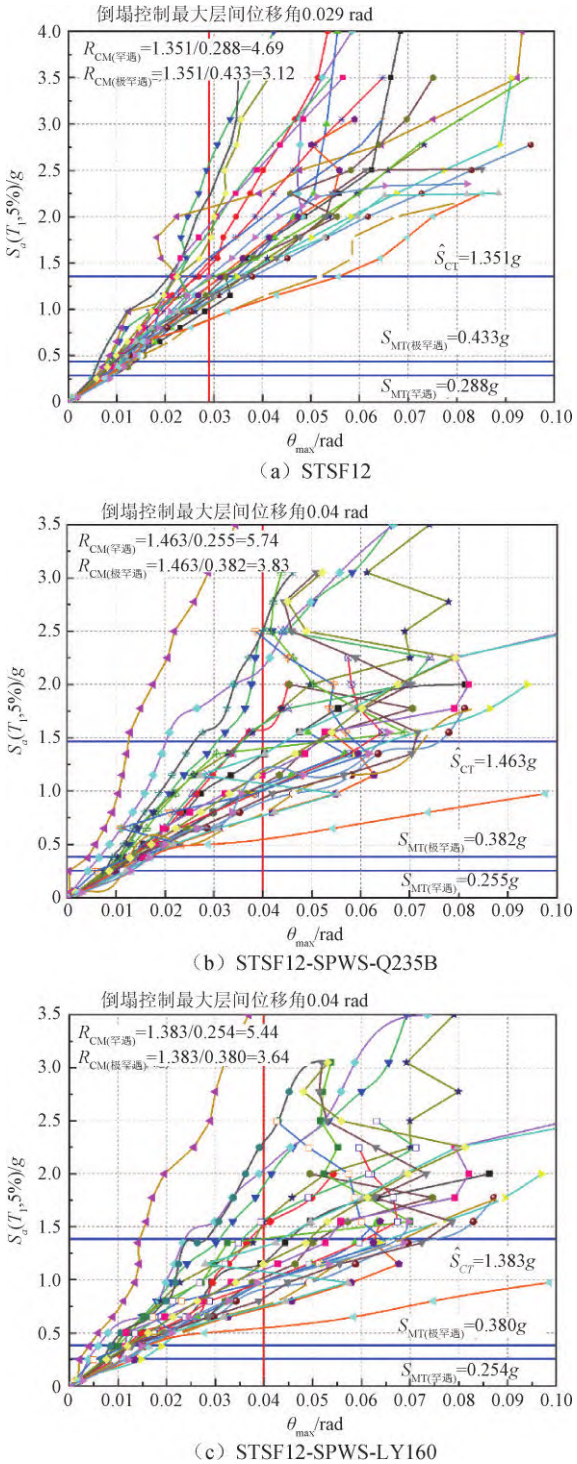
地震波采用基于Hunt&Fill准则的不等步调幅法[44],即倒塌点搜索和回插,该算法能提高IDA分析的效率和精度。采用ETABS软件对选取的23条地震波进行调幅后进行基于IDA的抗地震倒塌易损性分析,采用结构1阶自振周期对应的谱加速度$S_a(T_1,5\%)$作为强度指标,并采用最大层间位移角θ_{max}作为结构损伤指标确定结构的易损性曲线,3个模型的IDA曲线如图16所示。

对离散数据点分别取对数,采用Origin软件对各数据点进行线性回归分析,以谱加速度$S_a(T_1,5\%)$的对数为自变量,最大层间位移角θ_{max}的对数为因变量,分别建立各算例的线性回归方程,结果如图17所示。

根据式(5)可得到3个模型算例的失效概率表达式,分别如式(7)~(9)所示。对于STSF12,有

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln\left[0.022\,1\left(S_a\left(T_1,5\%\right)\right)^{0.908\,26}/\hat{C}\right]}{\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}}\right] \tag{7}$$

中国知网　https://www.cnki.net



（a）STSF12

（b）STSF12-SPWS-Q235B

（c）STSF12-SPWS-LY160

图 16　IDA 曲线

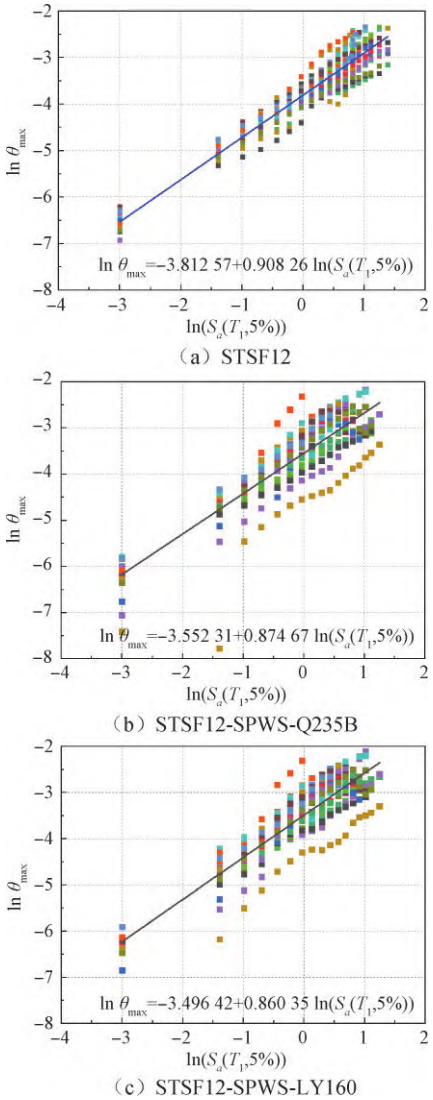
Fig. 16　IDA curves

对于STSF12-SPWS-Q235B，则有

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln\left[0.02866\left(S_a(T_1,5\%)\right)^{0.87467}/\hat{C}\right]}{\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}}\right] \quad (8)$$

对于STSF12-SPWS-LY160，有

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln\left[0.03031\left(S_a(T_1,5\%)\right)^{0.86035}/\hat{C}\right]}{\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}}\right] \quad (9)$$



（a）STSF12

（b）STSF12-SPWS-Q235B

（c）STSF12-SPWS-LY160

图 17　线性回归分析

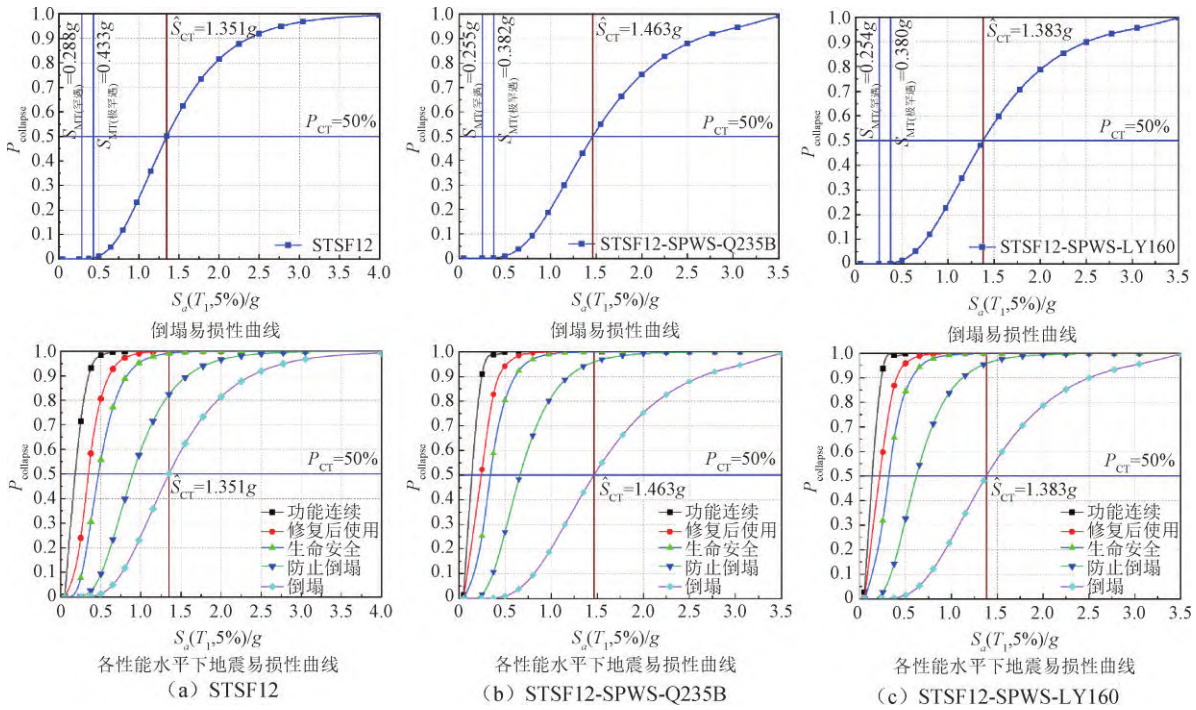
Fig. 17　Linear regression analysis

式中：对于STSF-12模型，$\hat{C}$取0.029，对于采用开缝钢板剪力墙的模型（STSF12-SPWS-Q235B和STSF12-SPWS-LY160），$\hat{C}$根据第3节分析结果取为0.04；采用加速度谱值$S_a(T_1,5\%)$为自变量时，$\sqrt{\beta_c^2+\beta_d^2}$取0.4。

根据式(7)~(9)可计算得到各算例模型在最大层间位移角达到倒塌控制指标θ_{max}时的地震易损性曲线（图18）。可以看出交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构比传统交错桁架钢框架结构具有更高的倒塌中值强度，因而具有更大的倒塌储备系数；由于采用同一倒塌层间位移角判定指标，使得采用低屈服点开缝钢板剪力墙的交错桁架钢框架结构的倒塌中值强度偏低，但考虑结构延性系数的影响后，仍比采用Q235B钢材的开缝钢板剪力墙结构的倒塌富余系数更高。

各算例模型在各性能水平下的倒塌中值强度

中国知网　https://www.cnki.net



（a）STSF12　（b）STSF12-SPWS-Q235B　（c）STSF12-SPWS-LY160

注：$S_{MT(罕遇)}$为第一自振周期对应的罕遇地震水准下的谱加速度值；$S_{MT(极罕遇)}$为第一自振周期对应的极罕遇地震水准下的谱加速度值；S_{CT}为倒塌中值谱加速度。

图18　地震易损性曲线

Fig. 18　Seismic vulnerability curves

如表8所示。3个模型算例的倒塌中值谱加速度分别为1.351g、1.463g和1.383g。需要说明的是，模型STSF12-SPWS-LY160在功能连续、修复后使用、生命安全和防止倒塌四个性能水准下的倒塌中值强度均低于模型STSF12，主要原因是模型STSF12-SPWS-LY160采用了低屈服点开缝钢板剪力墙，其强度和弹性模量均有所降低，在结构塑性发展不充分时抗地震倒塌性能表现不及模型STSF12。

表8　不同性能水平下各模型的倒塌中值强度

Table 8　Collapse median strength of each models at different performance levels

分析模型	$S_a(T_1,5\%)/g$				
	功能连续	修复后使用	生命安全	防止倒塌	倒塌
STSF12	0.171	0.337	0.461	0.882	1.351
STSF12-SPWS-Q235B	0.177	0.340	0.465	0.891	1.463
STSF12-SPWS-LY160	0.138	0.215	0.318	0.615	1.383

根据结构易损性分析结果，可得到各算例在罕遇和极罕遇地震作用下的倒塌储备系数R_{CM}和倒塌概率，如表9所示。按文中建议的结构影响系数设计的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构较传统交错桁架钢框架结构具有更高的抗地震倒塌安全储备。所有模型算例在罕遇地震和极罕遇地震作用下的倒塌概率均满足T/CECS 392-2021《建筑结构抗倒塌设计标准》[22]可接受最大地震倒塌概率小于5%和10%的要求。

表9　倒塌储备系数和倒塌概率

Table 9　CMR and collapse probability

分析模型	倒塌储备系数		倒塌概率/%	
	罕遇地震	极罕遇地震	罕遇地震	极罕遇地震
STSF12	4.69	3.12	0.06	0.7
STSF12-SPWS-Q235B	5.74	3.83	0.01	0.2
STSF12-SPWS-LY160	5.44	3.64	0.02	0.3

3.3　基于R_{CM}的结构抗倒塌性能评估

通过增量动力分析法获得的结构易损性曲线求得结构的倒塌储备系数R_{CM}，没有反映出地震动记录的频谱特性和地震随机性特征对结构抗地震倒塌能力的影响。按FEMA P695采用谱形系数SSF对R_{ACM}进行调整，采用调整后的倒塌储备系数R_{ACM}代替R_{CM}对结构进行抗地震倒塌性能评估。对于平面结构，调整后的倒塌储备系数R_{ACM}可按SSF与R_{CM}的乘积计算，其中谱形系数SSF可根据结构延性系数和1阶自振周期插值确定[23]，得到的R_{ACM}如表10所示。

经过谱形系数调整后的R_{ACM}未考虑结构自身的离散型以及各种不确定性的影响，在FEMA P695中提出了不确定性因素对结构倒塌的综合影

中国知网　https://www.cnki.net

表10　倒塌储备系数和调整后的倒塌储备系数

Table 10　Collapse margin ratios and adjusted collapse probability

分析模型	SSF	R_{CM}		R_{ACM}	
		罕遇地震	极罕遇地震	罕遇地震	极罕遇地震
STSF12	1.274	4.69	3.12	5.98	3.97
STSF12-SPWS-Q235B	1.286	5.74	3.83	7.38	4.93
STSF12-SPWS-LY160	1.366	5.44	3.64	7.43	4.97

响系数β_{TOT}，该系数根据非线性分析模型质量、结构设计质量以及结构和构件的试验数据质量确定，可查得本文结构总的不确定系数β_{TOT}为0.75，根据得到的β_{TOT}，通过查表可得到倒塌概率为5%、10%、20%时的可接受调整后的倒塌储备系数$[R_{ACM,5\%}]$、$[R_{ACM,10\%}]$和$[R_{ACM,20\%}]$分别为3.43、2.61和1.88。

FEMA P695通过比较R_{ACM}与可接受调整后的R_{ACM}值对结构抗地震倒塌安全性进行评估。结构在罕遇地震作用下的可接受倒塌概率为10%；考虑到个别样本模型的倒塌概率会超过10%，取10%的倒塌概率作为倒塌储备系数平均值的可接受标准值，取20%的倒塌概率作为倒塌储备系数包络值的可接受标准值。调整后的倒塌储备系数平均值$\overline{R}_{ACM,i}$应满足下式要求：

$$\overline{R}_{ACM,i} \geqslant \left[R_{ACM,10\%}\right] \tag{10}$$

每个结构模型调整后的倒塌储备系数$R_{ACMR,i}$应满足下式要求：

$$R_{ACM,i} \geqslant \left[R_{ACM,20\%}\right] \tag{11}$$

即结构同时满足式(10)和式(11)时，可认为结构的横向抗地震倒塌性能满足要求且设计采用的结构影响系数是合理的。

各算例在罕遇地震和极罕遇地震作用下的结构抗地震倒塌性能评估分别如表11和表12所示，其中富余系数为$R_{ACM}/[R_{ACM,20\%}]$。可以看出，在罕遇地震和极罕遇地震作用下，各算例的ACMR均满足FEMA P695的判定标准要求，结构具备可接受的抗地震倒塌能力。按文中建议的结构影响系数设计的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构在罕遇地震和极罕遇地震作用下的安全储备满足要求。采用开缝钢板剪力墙后，结构具有更高的安全储备，表明开缝钢板剪力墙可在罕遇和极罕遇地震作用下提高结构延性，耗能能力好，可有效地保护主体结构的安全。采用低屈服点钢板剪力墙可使倒塌富余系数适当提高，但提高幅度不大。

表11　罕遇地震作用下结构抗地震倒塌性能评估

Table 11　Evaluation of structural seismic collapse resistance under rare earthquakes

分析模型	R_{ACM}	$[R_{ACM}]$	评估	富余系数
STSF12	5.98	1.88	通过	3.18
STSF12-SPWS-Q235B	7.38	1.88	通过	3.93
STSF12-SPWS-LY160	7.43	1.88	通过	3.95
均值	6.93	2.61	通过	2.66

表12　极罕遇地震作用下结构抗地震倒塌性能评估

Table 12　Evaluation of structural seismic collapse resistance under extremely rare earthquakes

分析模型	R_{ACM}	$[R_{ACM}]$	评估	富余系数
STSF12	3.97	1.88	通过	2.11
STSF12-SPWS-Q235B	4.93	1.88	通过	2.62
STSF12-SPWS-LY160	4.97	1.88	通过	2.64
均值	4.62	2.61	通过	2.46

4　结论和建议

1）交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构正常使用、功能连续、修复后使用和生命安全性能指标可分别取为1/300、1/200、1/120和1/90，设防地震作用下层间位移角分别达到功能连续、修复后使用和生命安全性能指标限值时的结构影响系数可分别取为2.32、3.38和4.28。

2）随结构层数增加，交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构的最大层间位移角呈降低趋势，地震倒塌位移判定指标建议取值为1/25。

3）交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构较传统交错桁架钢框架结构具有更高的倒塌中值强度，并具有更大的倒塌储备系数。所有模型算例在罕遇地震和极罕遇地震作用下的倒塌概率均满足T/CECS 392—2021《建筑结构抗倒塌设计标准》规定的可接受最大地震倒塌概率小于5%和10%的要求。

4）在罕遇地震和极罕遇地震作用下，各模型算例的倒塌储备系数均满足FEMA P695的判定标准要求，结构具备可接受的横向抗地震倒塌能力。按本文建议的结构影响系数设计的交错桁架钢框架-开缝钢板剪力墙结构在罕遇地震和极罕遇地震作用下的安全储备满足FEMA P695要求。

5）开缝钢板剪力墙可提高交错桁架钢框架结构在罕遇和极罕遇震作用下的结构延性和耗能能力，具有更高的安全储备，采用低屈服点钢板剪力墙可使倒塌富余系数适当提高，但提高幅度不大。

中国知网　https://www.cnki.net

参 考 文 献

[1] HANSON R J, LEMESSURIER W J, PAUL P J. New steel framing system promises major savings in high-rise apartments[J]. Architectural Record, 1966, 139(6): 191-196.

[2] 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))

[3] 莫涛, 周绪红, 刘永健, 等. 交错桁架结构体系的受力性能分析[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(6): 49-54. (MO Tao, ZHOU Xuhong, LIU Yongjian, et al. Analysis of the load bearing behavior of staggered truss structure[J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(6): 49-54. (in Chinese))

[4] 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))

[5] ZHOU Xuhong, HE Yongjun, XU Lei, et al. Experimental study and numerical analyses on seismic behaviors of staggered-truss system under low cyclic loading[J]. Thin-Walled Structures, 2009, 47: 1343-1353.

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

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

[8] 周绪红, 莫涛, 刘永健, 等. 高层钢结构交错桁架结构的试验研究[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))

[9] 冉红东, 苏明周, 李虎, 等. 循环荷载作用下空腹式交错桁架钢结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 91-98. (RAN Hongdong, SU Mingzhou, LI Hu, et al. Experimental study on seismic behavior of vierendeel staggered truss steel structures under cyclic load [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6):91-98. (in Chinese))

[10] 潘英, 周绪红. 交错桁架体系的抗震性能动力分析[J]. 土木工程学报, 2002, 35(4): 12-16. (PAN Ying, ZHOU Xuhong. A seismic behavior of the staggered-truss system [J]. China Civil Engineering Journal, 2002, 35(4): 12-16. (in Chinese))

[11] 周绪红, 周期石. 水平荷载作用下交错桁架结构的内力和侧移计算[J]. 建筑结构学报, 2004, 25(4): 66-71. (ZHOU Xuhong, ZHOU Qishi. Calculation of internal forces and drift of staggered truss structure under lateral loads[J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(4): 66-71. (in Chinese))

[12] 冉红东, 赵道程, 梁文龙, 等. 交错桁架延性段双槽钢组合截面弦杆往复弯曲性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(7): 34-41. (RAN Hongdong, ZHAO Daocheng, LIANG Wenlong, et al. Experimental study on behavior of steel double-channel built-up chords of special staggered truss steel frame structure under cyclic loads [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(7): 34-41. (in Chinese))

[13] CHAO S H, JIANSINLAPADAMRONG C, SIMASATHIEN S, et al. Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas [J]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(3): 04019229.

[14] 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))

[15] 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.

[16] KIM J, LEE J, KIM B. Performance-based seismic design of staggered truss frames with friction dampers [J]. Thin-Walled Structures, 2017, 111: 197-209.

[17] 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.

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

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

[20] 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))

[21] 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 and Building Press, 2016. (in Chinese))

[22] 建筑结构抗倒塌设计标准: T/CECS 392—2021[S]. 北京: 中国计划出版社, 2021. (Standard for anti-collapse design of building structures: T/CECS 392—2021[S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese))

[23] FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors: ATC-63[R]. Washington: FEMA, 2008.

[24] 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:

中国知网 https://www.cnki.net

CECS 323：2012[S]. Beijing：China Planning Press，2012.（in Chinese））
[25] 于志强，周绪红．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[J]. 2025，46(3)：75-88.（YU Zhiqiang，ZHOU Xuhong. Experimental study and finite element analysis on seismic performance of staggered truss steel frame with steel plates shear wall with slits [J]. Journal of Building Structures，2025，46（3）：75-88.（in Chinese））
[26] 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：JGJT 380—2015 [S]. Beijing：China Architecture and Building Press，2015.（in Chinese））
[27] 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 and Building Press，2015.（in Chinese））
[28] 高层民用建筑钢结构技术规程：JGJ 99—2015[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.（Technical specification for steel structure of tall building：JGJ 99—2015 [S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2015.（in Chinese））
[29] 建筑工程抗震性态设计通则：CECS 160：2004[S]. 北京：中国计划出版社，2004.（General rule for performance-based seismic design of buildings：CECS 160：2004[S]. Beijing：China Planning Press，2004.（in Chinese））
[30] FEMA. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings：FEMA 356 [S]. Washington：American Society of Civil Engineers，2000.
[31] ASCE. Seismic rehabilitation of existing buildings：ASCE 41[S]. Reston，VA：ASCE，2017.
[32] FEMA 351. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame building [S]. Washington：Federal Emergency Management Agency，2000.
[33] Tall Building Initiative（TBI）. Guidelines for performace-based seismic design of tall buildings，Versions 2.03：PEER Report 2017/06[R]. Berkeley，CA：Pacific Earthquake Engineering Research Center（PEER），2017:5-6.
[34] BRODERICK B M，ELGHAZOULI A Y，GOGGINS J. Earthquake testing and response analysis of concentrically-braced sub-frames [J]. Journal of Constructional Steel Research，2008，64（9）：997-1007.
[35] BERMAN J W，BRUNEAU M. Cyclic testing of a buckling restrained braced frame with unconstrained gusset connections [J]. Journal of Structural Engineering，2009，135(12)：1499-1510.
[36] LAI J W，CHEN C H，MAHIN S A. Experimental and analytical performance of concentrically braced steel frames[C]// 2010 Structures Congress. Reston，VA：ASCE，2010：2339-2350.
[37] URIZ P. Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures[R]. Berkeley，California：University of California at Berkeley，2008：360.
[38] NEIL W，LIN F B. Steel design guide 14：staggered truss framing systems [S]. Washington：American Institute of Steel Construction，2003：1-35.
[39] 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 and Building Press，2015.（in Chinese））
[40] 建筑用低屈服强度钢板：GB/T 28905—2012[S]. 北京：中国标准出版社，2012.（Low yield strength steel plates for construction：GB/T 28905—2012 [S]. Beijing:Standards Press of China,2012.（in Chinese））
[41] KARIM K R，YAMAZAKI F. Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics，2001，30（2）：1839-1856.
[42] HWANG H，LIU J B，CHIU Y H. Seismic fragility analysis of highway bridges [R]. Memphis：Mid-America Earthquake Center，2000.
[43] FEMA. Earthquake loss estimation methodology：user's manual：HAZUS99 [R]. Washington：Federal Emergency Management Agency，1999.
[44] 马千里．钢筋混凝土框架结构基于能量抗震设计方法研究[D]. 北京：清华大学，2009：21-90.（MA Qianli. Study on energy-based seismic design methodology and application for RC frame[D]. Beijing：Tsinghua University,2009:21-90.（in Chinese））

中国知网 https://www.cnki.net