

带双槽钢腹板螺栓连接可更换耗能梁段的钢框筒子 结构抗震性能研究

王易安¹, 连 鸣^{2,3}, 周玉浩²

(1. 陕西建工集团股份有限公司, 陕西 西安 710003; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055;
3. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

摘要: 由于现有的钢框筒结构 (SFTS) 存在延性和耗能差的问题而导致该结构抗震性能不足, 并且该结构还存在震后修复困难的问题, 提出了带可更换耗能梁段的钢框筒结构 (SFTS-SL), 耗能梁段采用双槽钢腹板螺栓连接的形式. 在 SFTS-SL 中, 双槽钢截面可更换耗能梁段布置于裙梁的跨中, 在地震作用下以通过耗能梁段的剪切变形耗散地震能量. 本文设计了 SFTS 和 SFTS-SL 结构算例, 并从中选取了三个子结构建立了有限元模型, 通过非线性数值分析研究其抗震性能. 结果显示, 与 SFTS 相比, SFTS-SL 在弹性抗侧刚度方面表现相似, 但具有更好的延性和耗能能力; SFTS-SL 极限承载力略低于 SFTS; SFTS-SL 能够将塑性变形集中于可更换的耗能梁段, 而其余构件基本处于弹性状态, 有利于震后结构功能的快速恢复.

关键词: 钢框筒; 可更换耗能梁段; 子结构; 抗震性能; 数值分析

中图分类号: TU391; TU398

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2024)02-0201-11

Numerical study of the seismic performance of steel frame-tube sub-structures fused by using bolt-connected replaceable steel shear links with double channel section

WANG Yian¹, LIAN Ming^{2,3}, ZHOU Yuhao²

(1 Shaanxi Construction Engineering Group Corporation Limited, Xi'an 710003, China;

2 School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

3 Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: Due to the poor ductility and energy dissipation of the existing steel frame-tube structure (SFTS), the seismic performance of the structure is insufficient, and it also presents difficulties for post-earthquake repair. A proposed solution is to introduce a steel frame-tube structure with a replaceable shear link (SFTS-SL). The shear link is connected using double-channel steel web bolts. This paper presents design examples of both SFTS and SFTS-SL structures, selecting three substructures from each example and establishing the finite element model. Seismic performance is studied by nonlinear numerical analysis, revealing similar elastic lateral stiffness between SFTS-SL and SFTS. Although the ultimate bearing capacity of SFTS-SL is slightly lower, its ductility and energy dissipation capacity are superior. Compared with SFTS, SFTS-SL can concentrate plastic deformation on the energy dissipation beam section, while the remaining components remain in an elastic state, facilitating structural function restoration by replacing the damaged energy dissipation beam section.

Key words: steel framed tube structure; replaceable shear link; sub-structures; seismic performance; numerical simulation

在现代设计规范中^[1-4], 允许建筑结构中的结构构件产生塑性变形, 以吸收地震能量, 例如, 抗弯钢框架 (Steel Moment Frame, MRF) 作为一种可靠的抗侧力体系, 在地震作用下, 通过梁端

的塑性变形来吸收地震能量, 具有较高的延性和耗能能力. 为确保 MRF 中梁端塑性铰的充分发展, 通常需要满足梁截面最小跨高比大于 5 的要求^[5].

收稿日期: 2022-09-27

修回日期: 2024-04-15

基金项目: 陕西省自然科学基金计划项目 (2018JQ5074)

第一作者: 王易安 (1970—), 男, 博士, 高级工程师, 主要研究工业与民用建筑的设计与施工. E-mail: 406283154@qq.com

在各种高层结构体系中,传统钢框筒结构(Steel Framed-Tube Structure, SFTS)具备多种优点,例如建筑布置灵活、结构空间受力性能好、抗侧刚度大和经济指标优良。然而,根据我国GB50011—2010《建筑抗震设计规范》^[1](下文简称抗规)和JGJ99—2015《高层民用建筑钢结构技术规程》^[6](下文简称高钢规)的设计要求而设计的SFTS,虽然在保障生命安全方面表现良好,但也存在一些问题:(1)外围框架柱距较小,裙梁截面高度较大,裙梁跨高比约为2.0~4.4,小于AN-SI/AISC 358-16^[5]对梁截面最小跨高比的要求;(2)裙梁跨高比偏小导致梁端弯矩梯度增大(图1),从而制约了裙梁端部塑性铰的发展,并且存在由于楼板组合作用的影响,因而难以实现梁柱节点“强柱弱梁”模式^[7],导致结构延性和耗能能力较差;(3)梁端采用塑性铰外移的构造形式,加工要求较高^[8]; (4)结构承载力与刚度设计耦合,增大构件尺寸来满足侧移要求可能导致内力增加,使得结构造价偏高。此外,SFTS结构为单重抗侧力结构体系^[9],与抗规中要求的高烈度区宜有多道抗震防线的要求不符。因此,改善钢框筒结构的抗震性能和提升其震后功能的可恢复性具有重要的理论意义和工程价值。

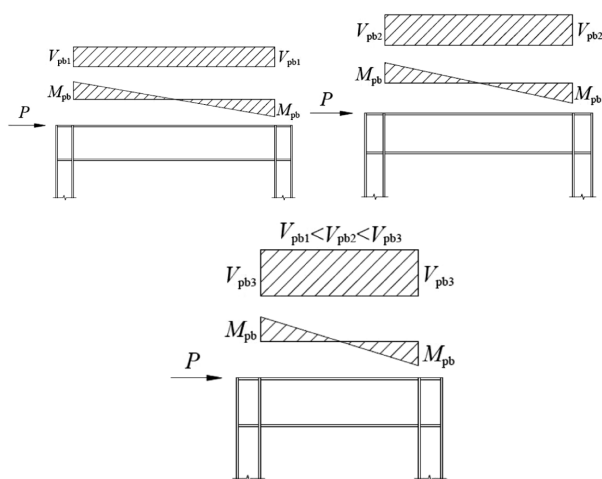


图1 SFTS在不同裙梁跨高比下的内力需求分布

Fig. 1 Internal force demands for various beam spans under lateral loads

在偏心支撑框架(Eccentrically Braced Frame, EBF)中,剪切型耗能梁段不仅构造简单,并且具备优良的弹塑性变形能力以耗散地震能量^[10-14]。Dubina等^[15]最先提出了将EBF中的耗能梁段设计为易于更换的构件,其中非耗能构件采用高强钢,而耗能梁段和非耗能梁段则采用平齐的端板螺栓连接。Mansour等^[16]提出在EBF中设置双槽钢腹

板螺栓连接的可更换耗能梁段,以提高结构的可修复能力。试验结果表明:耗能梁段呈现出良好的塑性变形能力,并且螺栓滑移的贡献使腹板螺栓连接表现出极强的变形能力。Moestopo等^[17]对EBF中耗能梁段与非耗能梁段通过螺栓连接和焊接连接两种不同形式的单层子结构进行了拟静力试验研究,结果显示螺栓连接框架的耗能能力和初始刚度略低于焊接连接,但螺栓连接框架可以在损伤后及时更换,而更换后的框架性能基本接近初始状态。为克服震后修复困难,耗能梁段的连接方式应具备可拆卸的特点。Shen等^[18]对框架梁端采用端板螺栓连接和双槽钢腹板螺栓连接的耗能梁端滞回性能、破坏模式和可替换性进行了研究,结果表明残余变形是影响连接可更换性的主要因素。

因此,为了解决传统钢框筒结构抗震性能较差且震后修复困难的问题,郭艳等^[19]提出了一种带端板螺栓连接耗能梁段的钢框筒结构,并通过非线性静力和动力分析了比较了该结构与传统钢框筒结构的整体抗震性能。本研究中主要考虑将同样具有可更换特性的双槽钢截面耗能梁段的塑性变形能力与钢框筒结构较大的抗侧刚度相结合,提出了一种带双槽钢腹板螺栓连接可更换耗能梁段的钢框筒结构(Steel Frame-Tube Structures with Shear Link, SFTS-SL,见图2),即在传统钢框筒结构的裙梁跨中设置易于更换的双槽钢截面剪切型耗能梁段,使得结构在地震作用下依靠耗能梁段的优良塑性变形和耗能能力来耗散地震能量,从而使结构损伤破坏集中于耗能梁段处,而框筒柱、裙梁等构件保持弹性或发展部分塑性,有效提高钢框筒的延性和耗能能力。Dolatshahi等^[20-21]研究了带有可更换剪切型耗能梁段的小跨高比梁中的单跨子结构,进行了试验研究和数值模拟,并提出了混合耗能体系,其中包括小跨高比梁中部含耗能梁段加梁端部RBS构造。然而,目前对跨高比小于5的钢框筒结构的滞回性能研究较少,且缺乏对SFTS-SL与SFTS抗震性能的比较。

为了解决上述问题,本文设计了30层的SFTS和SFTS-SL结构算例,并从两个算例中各选取三个子结构,通过ABAQUS建立其有限元模型,对比分析了它们在水平循环荷载作用下的抗震性能,包括承载力、刚度、延性、耗能能力和破坏模式。

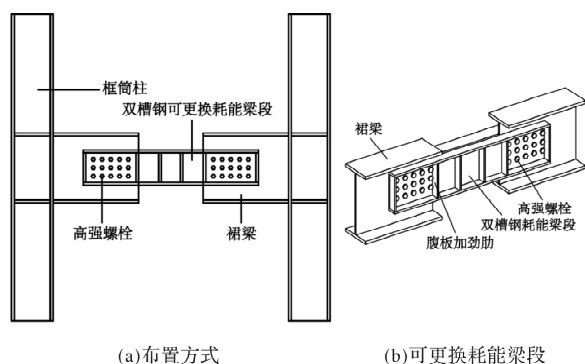


图2 SFTS-SL示意图

Fig. 2 Schematic of SFTS-SL

1 SFTS 和 SFTS-SL 算例设计

1.1 设计理念

SFTS 主要通过梁端的弯曲塑性铰耗能. 如图 1 所示, 裙梁截面的塑性抗剪强度 V_{pb} 与梁端的塑性抗弯强度 M_{pb} 之间可由公式(1)计算.

$$V_{pb} \leq \frac{2M_{pb}}{L_n} \quad (1)$$

式中: L_n 是裙梁净跨度.

从图 1 和公式(1)可以看出, 裙梁的剪力随着裙梁跨高比的减小而增加. 在 SFTS 中, 由于外围

框架的柱距较小, 导致梁端剪力需求比钢框架更大. 为了满足较高的剪力需求, 可增加 SFTS 中裙梁的高度或腹板的厚度, 但这样做会增大裙梁端部的抗弯承载力, 从而增加其他结构件的设计承载力, 导致 SFTS 的设计过于保守. 而在 SFTS-SL 中, 通过在裙梁的跨中位置布置可更换形式的剪切型耗能梁段, 可以提供足够的抗剪承载力和耗能能力, 从而降低对裙梁抗剪能力的要求. 此外, 由于水平荷载引起的裙梁跨中位置弯矩理论值为零, 所以在此处设置可更换形式的剪切耗能梁段不会对结构的抗侧刚度造成显著影响. 另外, 由于钢框筒抗侧刚度较大, 地震作用下留存的残余变形相对较小. 因此, 可以通过损伤评估, 在震后拆除受损严重的耗能梁段, 并借助一定的施工技术手段安装新的耗能梁段, 以使结构原有的功能尽快恢复.

1.2 算例设计

按照抗规、高钢规和 ANSI/AISC 358-16 的相关设计要求, 设计了 30 层的 SFTS 和 SFTS-SL 结构算例. 抗震设防烈度 8 度(0.2 g), II 类场地, 设计地震分组第二组, 特征周期为 0.4 s. 平面图和立面图如图 3 所示, 两算例的每层层高均为 3.3 m, 跨度均为 3.0 m.

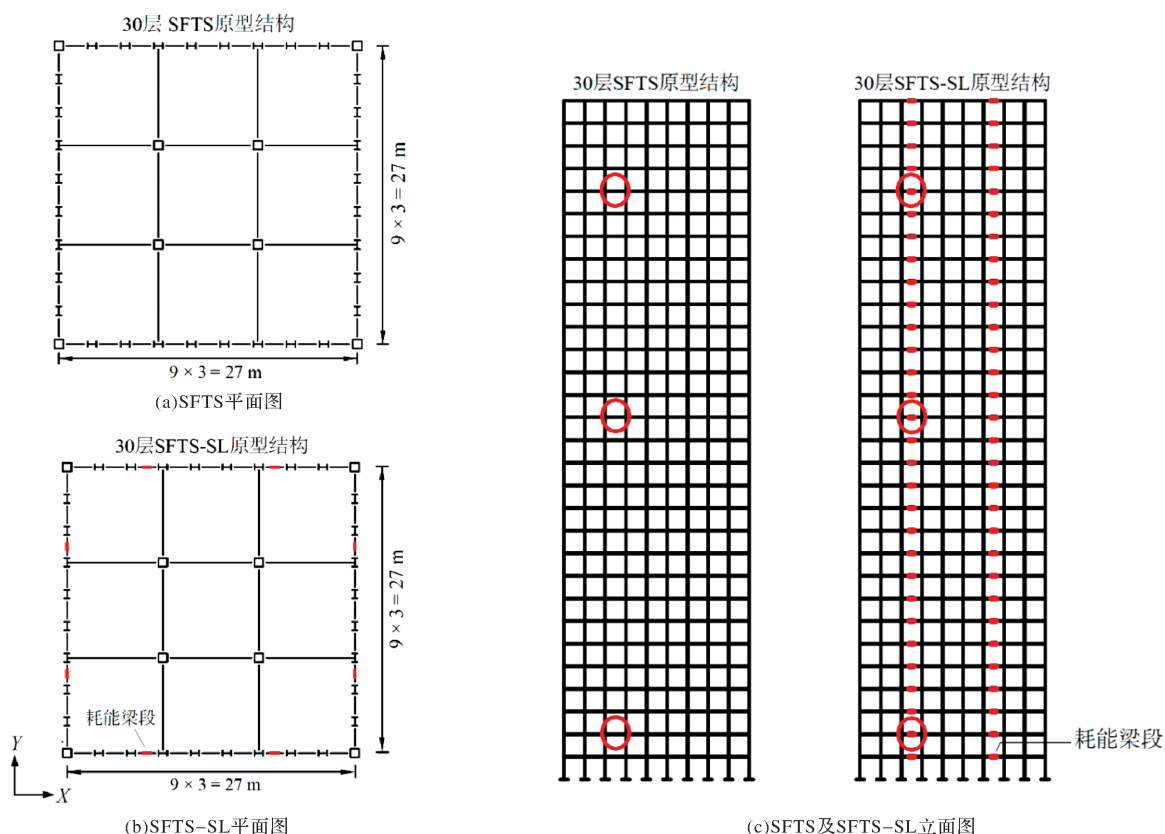


图3 算例结构布置图

Fig. 3 Structural layouts of the buildings

考虑到 SFTS 中存在的剪力滞后效应, 仅在 SFTS-SL 的第三跨和第七跨裙梁跨中处布置剪切型耗能梁段. 两算例的屋面和楼面恒载采用 4.8 kN/m^2 , 楼面和屋面活荷载分别采用 2.0 kN/m^2 和 0.5 kN/m^2 , 雪荷载采用 0.25 kN/m^2 . SFTS-SL 中的耗能梁段长度为 700 mm , 长度比 $e/(M_p/V_p)$ 在 $1.02\sim 1.12$ 之间, 其中 e 为耗能梁段长

度, M_p 和 V_p 分别为耗能梁段的塑性抗弯承载力和塑性抗剪承载力. 两个算例结构的各构件钢材均采用 Q355 钢, 且两算例结构具有相同的梁、柱截面, 其中内柱和角柱采用箱型截面, 裙梁、内梁以及其余钢柱采用焊接工字型截面. 表 1 和表 2 分别给出了 SFTS 和 SFTS-SL 算例结构的构件截面尺寸.

表 1 SFTS 算例结构的构件截面尺寸 (mm)

Tab. 1 Cross sections of the structural components in SFTS building/mm

楼层	裙梁	中柱	角柱	内梁	内柱
1—5	H850×350×20×30	H500×400×20×25	BOX900×900×40	H700×300×25×30	BOX800×800×40
6—10	H820×300×20×30	H480×380×20×25	BOX850×850×40	H700×300×25×30	BOX750×750×35
11—15	H800×300×20×30	H470×360×20×25	BOX800×800×40	H700×300×25×30	BOX700×700×35
16—20	H750×300×20×25	H450×350×20×25	BOX750×750×35	H700×300×25×30	BOX650×650×30
21—25	H720×300×20×25	H420×320×20×25	BOX700×700×35	H700×300×25×30	BOX600×600×30
26—30	H650×300×20×25	H400×300×20×25	BOX650×650×30	H700×300×25×30	BOX550×550×30

表 2 SFTS-SL 算例结构的构件截面尺寸 (mm)

Tab. 2 Cross sections of the structural components in SFTS-SL building/mm

楼层	耗能梁段	裙梁	中柱	角柱	内框梁	内柱
1	H450×125×8×20	H850×350× 20×30 (1~5 层)	H500×400× 20×25 (1~5 层)	BOX900× 900×40 (1~5 层)	H700×300× 25×30 (1~5 层)	BOX800× 800×40 (1~5 层)
2	H440×125×8×20					
3	H430×125×8×20					
4	H420×125×8×20					
5	H410×125×8×20					
6	H430×125×8×20	H820×300× 20×30 (6~10 层)	H480×380× 20×25 (6~10 层)	BOX850× 850×40 (6~10 层)	H700×300× 25×30 (6~10 层)	BOX750× 750×35 (6~10 层)
7	H420×125×8×20					
8	H420×110×8×22					
9	H410×110×8×22					
10	H400×110×8×22					
11	H390×110×8×22	H800×300× 20×30 (11~15 层)	H470×360× 20×25 (11~15 层)	BOX800× 800×40 (11~15 层)	H700×300× 25×30 (11~15 层)	BOX700× 700×35 (11~15 层)
12	H380×110×8×22					
13	H410×100×7×22					
14	H400×100×7×22					
15	H390×100×7×22					
16	H380×100×7×22	H750×300× 20×25 (16~20 层)	H450×350× 20×25 (16~20 层)	BOX750× 750×35 (16~20 层)	H700×300× 25×30 (16~20 层)	BOX650× 650×30 (16~20 层)
17	H370×100×7×22					
18	H400×100×6×20					
19	H390×100×6×20					
20	H380×100×6×20					
21	H370×100×6×20	H720×300× 20×25 (21~25 层)	H420×320× 20×25 (21~25 层)	BOX700× 700×35 (21~25 层)	H700×300× 25×30 (21~25 层)	BOX600× 600×30 (21~25 层)
22	H360×100×6×20					
23	H350×100×6×20					
24	H390×100×5×16					
25	H370×100×5×16					
26	H330×100×5×16	H650×300× 20×25 (26~30 层)	H400×300× 20×25 (26~30 层)	BOX650× 650×30 (26~30 层)	H700×300× 25×30 (26~30 层)	BOX550× 550×30 (26~30 层)
27	H320×100×5×16					
28	H340×100×4×14					
29	H330×100×4×14					
30	H320×100×4×14					

2 有限元模型建立与验证

2.1 有限元模型建立

为了研究跨高比小于 5 的 SFTS 和 SFTS-SL 子结构抗震性能, 在两个算例的第 2、16、26 层中

选取子结构, 具体位置如图 3(c)所示. 图 4 展示了所选的 SFTS 和 SFTS-SL 子结构的示意图, 其中 L_n 是净跨, d_b 是裙梁高度, H 是层高, e 是耗能梁段长度(两端螺栓连接内排螺栓中心线间的距离). 在水平荷载作用下, 柱的反弯点位于柱高度

的 $1/2$ 处, 因此子结构取上下各半层柱高, 柱的上下两端设置为铰接以考虑反弯点. 为研究不同裙梁跨高比 (L_n/d_b) 对结抗震性能的影响, 分别考虑了裙梁跨高比为 3.0、3.5 和 4.0.

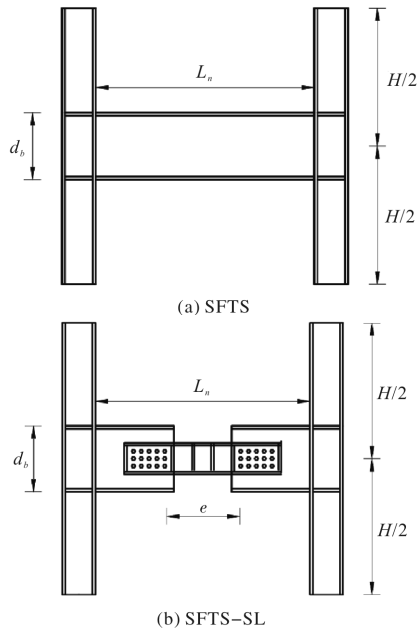


图 4 子结构示意图

Fig. 4 Diagram of the sub-structures

采用 ABAQUS 建立子结构的精细化有限元模型, 模型编号如表 3 所示. 为了保证模型具有足够的精度, 并且保持较高的计算分析效率^[22], 采用壳单元 S4R 对耗能梁段、柱、裙梁和加劲肋进行建模, 而螺栓则采用 C3D8R 实体单元进行模拟. 有限元模型的结构示意如图 5 所示.

表 3 有限元模型名称

Tab. 3 Designations of the FEMs

结构类型	有限元模型		
	2 层	16 层	26 层
SFTS	SFTS-1	SFTS-2	SFTS-3
SFTS-SL	SFTS-SL-1	SFTS-SL-2	SFTS-SL-3

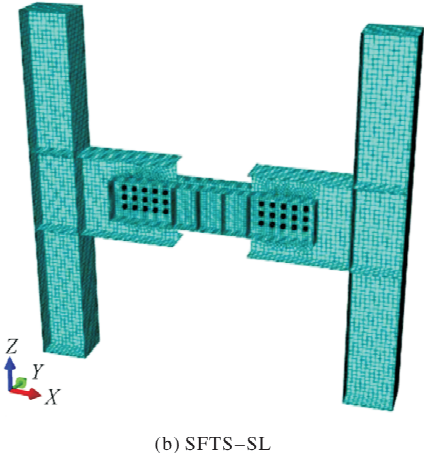
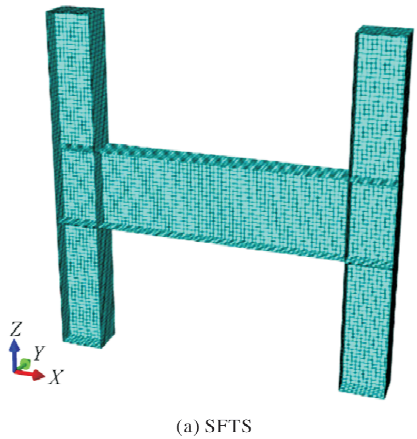


图 5 有限元模型

Fig. 5 The finite element model (FEM)

模型中的钢材采用 Von Mises 屈服准则, 并采用双线性随动强化模型. 其中, 弹性模量 $E=2.06 \times 10^5$ MPa, 泊松比 $\nu=0.3$. 螺栓屈服强度和抗拉强度分别为 $f_y=900$ MPa 和 $f_u=1\,000$ MPa. 对于 Q355 钢, 采用名义屈服强度, 即 $f_y=355$ MPa, 切线模量 $E_t=0.01E$. 耗能梁段腹板、裙梁和螺栓之间的接触采用面接触, 库伦摩擦系数取 0.45, 螺栓预紧力为 355 kN^[23]. 模型考虑了 $P-\Delta$ 效应的影响, 但忽略初始缺陷、残余应力和金属断裂.

如图 6 所示, 将有限元模型的柱底面耦合到一个参考点, 约束参考点面内的平动自由度以模拟铰接. 约束裙梁和柱的平面外自由度以考虑楼板的侧向约束. 在两柱顶面施加竖向荷载和水平往复位移荷载 (加载制度见图 7, Δ 和 Δ_y 分别为模型的水平位移和屈服位移), 位移达到 Δ_y 之前, 循环位移采用 $0.25\Delta_y$, $0.50\Delta_y$, $0.75\Delta_y$ 的加载级, 各加载级循环 1 圈; 位移达到 Δ_y 后, 采用 Δ_y 的整数倍进行加载, 每级循环 3 圈, 直至模型发生破坏或侧移角达到 5% ^[24].

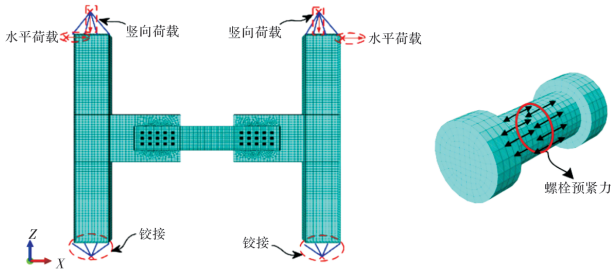


图 6 有限元模型边界条件

Fig. 6 Boundary conditions of the FEM

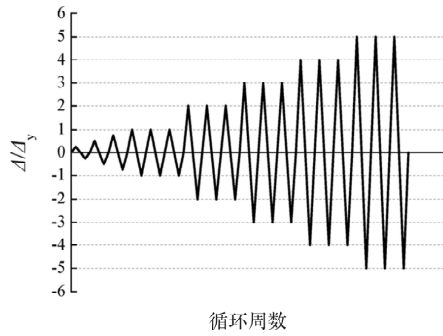
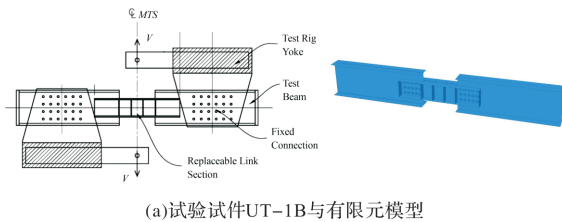


图7 加载制度

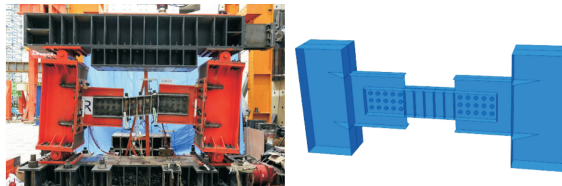
Fig. 7 Loading history

2.2 有限元验证

采用有限元建模方法对螺栓连接-双槽钢截面耗能梁段试验试件(文献^[16]试件 UT-1B 和文献^[25]试件 CB3)进行有限元模拟和分析以验证本文有限元建模方法的正确性。图8展示了试验试件和相应的有限元模型。模型中的螺栓预紧力、钢材材性、边界条件、加载制度均与试验保持一致。



(a) 试验试件UT-1B与有限元模型



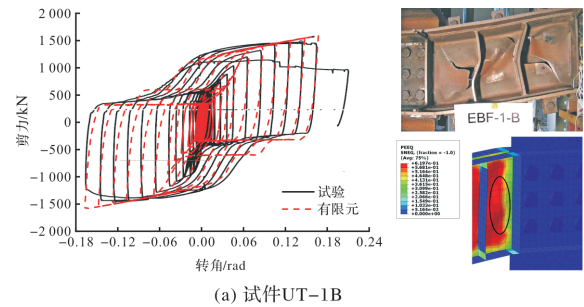
(b) 试验试件CB3与有限元模型

图8 试验试件与有限元模型

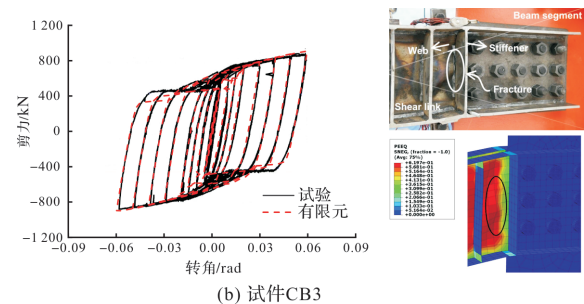
Fig. 8 Test specimens and FEMs

图9显示了试验与有限元分析的荷载-转角曲线以及破坏模式对比。在正负加载方向上,有限元计算得到的曲线与试验结果存在一些差异。这是因为试验试件 UT-1B 在大水平位移载荷下,耗能梁段腹板发生了撕裂,导致承载力下降。由于在有限元模型中未能模拟钢材断裂,因此,有限元模型中的耗能梁段腹板未发生断裂,使得有限元模型的最大承载力高于试验结果。对于 UT-1B 和 CB3 试件的最大承载力,有限元分析结果分别比试验结果高 7.4% 和 2.8%。此外,在循环荷载作用下,耗能梁段腹板经历了对角方向的反复拉压过程,在试验试件中均出现了耗能梁段的腹板的屈曲。有限元模型很好地模拟了耗能梁段腹板的屈曲。总的来说,有限元分析结果与试验结果

较为接近,表明本文提出的建模方法可用于后续的有限元分析。



(a) 试件UT-1B



(b) 试件CB3

图9 滞回曲线及变形图对比

Fig. 9 Hysteretic curves and deformation comparison

3 有限元计算结果与分析

3.1 荷载-转角曲线

图10显示了各有限元模型的承载力-转角曲线。从图中可以看出, SFTS-SL 系列模型的最大层间侧移角均可达到 5%, 表现出良好的变形能力。由于耗能梁段的双槽钢腹板与裙梁腹板的螺栓连接处发生了螺栓滑移, 从而使 SFTS-SL 系列模型的滞回曲线出现了一定的滑移, 但滞回曲线总体是饱满的, 显示了 SFTS-SL 的良好耗能能力。SFTS 模型的最大层间侧移角远小于 5%, 这是由于靠近梁柱节点处的柱翼缘以及裙梁端部腹板和翼缘处发生了明显的局部屈曲, 导致了 SFTS 模型变形能力下降。

3.2 骨架曲线

图11展示了各模型的骨架曲线。SFTS 各模型与相应的 SFTS-SL 模型的骨架曲线趋势一致, 大部分模型在达到最大变形前承载力均随着变形的增大而提高, 仅模型 SFTS-3 出现了明显的承载力退化, 说明减小裙梁的跨高比会使 SFTS 更接近框架结构的受力模式。SFTS 各模型与相应 SFTS-SL 模型的骨架曲线弹性阶段基本重合, 说明在裙梁跨中布置双槽钢截面的耗能梁段对钢框架结构弹性抗侧刚度的影响较小。模型屈服后, SFTS 各模型的骨架曲线明显高于 SFTS-SL 各模型的而曲线,

说明 SFTS 各模型的承载力更高，但随着裙梁跨高比的减小，这种承载力的差距逐渐减小。

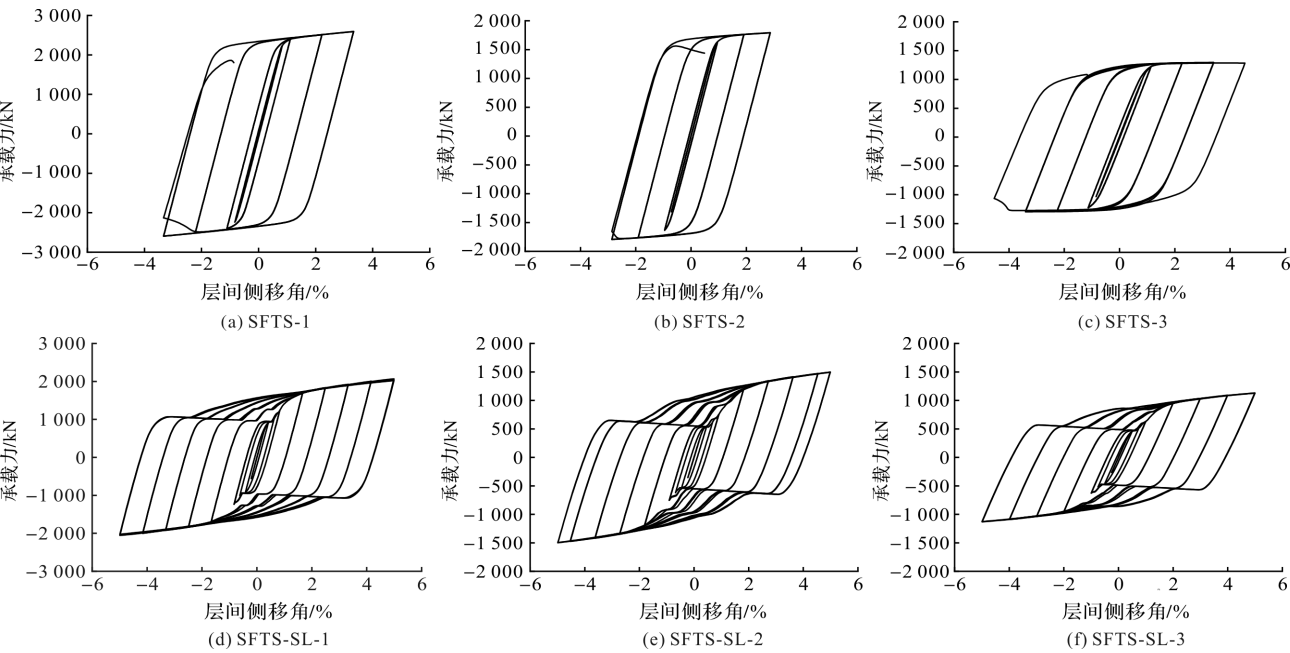


图 10 模型承载力-层间侧移角曲线

Fig. 10 Hysteresis response of each FEM

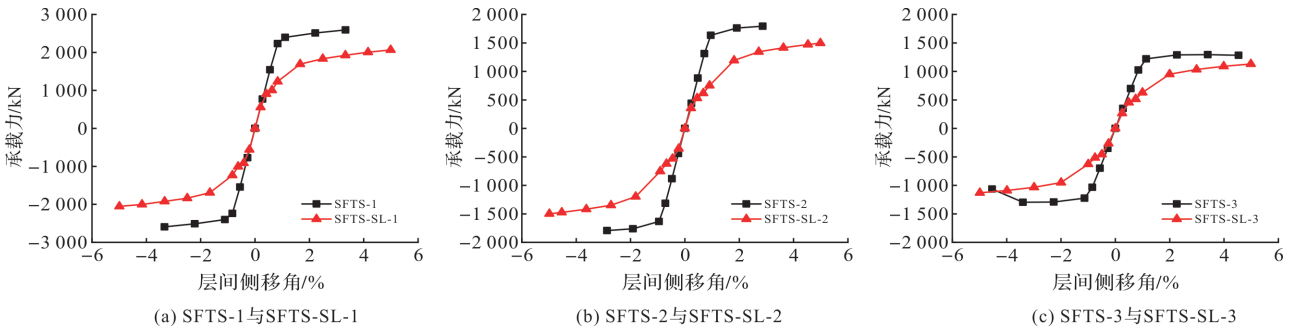


图 11 有限元模型骨架曲线

Fig. 11 Backbone curves of the FEMs

3.3 承载力与刚度

根据骨架曲线得到的结果，各有限元模型的屈服承载力 P_y 和最大承载力 P_{max} 见表 4。STFS 系列模型的 P_y 明显高于相应的 SFTS-SL 模型，原因在于 SFTS-SL 模型中的剪切型耗能梁段的抗剪承载力在设计时需要低于相邻裙梁截面的抗剪承载力，从而

使 SFTS-SL 各模型的 P_y 相较于 STFS 模型较低。当各模型达到最大水平位移时，SFTS-SL 模型的 P_{max} 值仅比相应的 SFTS 降低 11.0%。此外，SFTS 系列模型的 P_{max}/P_y 比值在 1.06~1.10 之间，而 SFTS-SL 系列模型的 P_{max}/P_y 在 1.67~1.99，表明 SFTS-SL 具有更好的承载力安全储备。

表 4 有限元模型承载力

Tab. 4 Load-carrying capacity of each FEM

加载方向	承载力	SFTS 模型			SFTS-SL 模型		
		SFTS-1	SFTS-2	SFTS-3	SFTS-RSL-1	SFTS-RSL-2	SFTS-RSL-3
正向	P_y /kN	2 387.32	1 622.61	1 212.21	1 230.88	752.71	642.55
	P_{max} /kN	2 529.77	1 792.94	1 293.65	2 067.87	1 496.44	1 129.5
	P_{max}/P_y	1.06	1.10	1.07	1.68	1.99	1.79
负向	P_y /kN	2 399.26	1 633.69	1 224.43	1 232.67	752.71	626.05
	P_{max} /kN	2 539.39	1 793.19	1 295.70	2 054.04	1 498.49	1 130.04
	P_{max}/P_y	1.06	1.10	1.06	1.67	1.99	1.81

各有限元模型的弹性抗侧刚度 K_e 如表 5 所示. SFTS-SL 模型的弹性抗侧刚度略低于相应的 SFTS 模型, 但最大仅相差 3.6%, 说明在裙梁跨中位置布置双槽钢截面形式的剪切型耗能梁段对结构的弹性抗侧刚度基本没影响, 原因在于水平荷载产生的裙梁跨中处弯矩理论值为零, 因此对结构的侧向刚度影响很小.

表 5 有限元模型弹性刚度 (kN/mm)Tab. 5 Elastic lateral stiffness of each FEM (kN/mm)

K_e	SFTS 模型			SFTS-SL 模型		
	SFTS-1	SFTS-2	SFTS-3	SFTS-SL-1	SFTS-SL-2	SFTS-SL-3
正向	84.5	56	37.4	81.5	52.7	34.2
负向	84.5	56	37.4	81.8	52.9	34.2

3.4 延性

各模型的延性由延性系数 μ ($\mu = \theta_{\max} / \theta_y$) 进行评估, θ_y 和 θ_{\max} 分别为各有限元模型的屈服侧移角和最大侧移角. 表 6 显示了所有模型的延性系数. 由表可知, SFTS 系列模型的延性系数随着裙梁跨高比的增大而增大, 表明较小的裙梁跨高比会显著降低 SFTS 的延性, 而 SFTS 裙梁跨高比越大, 其越接近钢框架结构. SFTS-SL 系列模型的明显高于相应的 SFTS 模型, 其中模型 SFTS-SL-1 的延性系数约为模型 SFTS-1 的两倍, 表明在裙梁跨中设置剪切型耗能梁段可提高结构的延性.

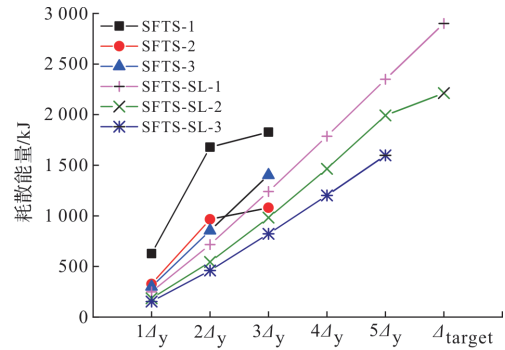
表 6 有限元模型延性系数

Tab. 6 Ductility factor of each FEM

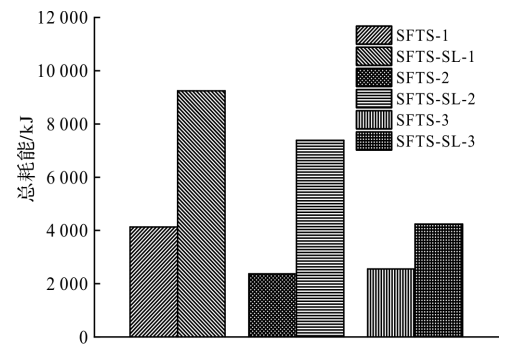
μ	SFTS 模型			SFTS-SL 模型		
	SFTS-1	SFTS-2	SFTS-3	SFTS-SL-1	SFTS-SL-2	SFTS-SL-3
正向	3.0	3.0	4.0	6.0	5.5	5.0
负向	3.0	3.0	4.0	6.0	5.5	5.0

3.5 耗能能力

图 12 显示了各有限元模型在各位移级别下耗散的能量以及总耗能. 从图 12(a)可以看出, 在相同位移加载级别下, SFTS 各模型的耗散能量高于相应的 SFTS-SL 模型. 这是因为在相同的位移水平下, SFTS 模型的承载能力高于 SFTS-SL 模型, 使得 SFTS 模型的滞回环包围面积更大. 从图 12(b)可以看出, 由于 SFTS-SL 各模型具有更好的延性, 使得其累计耗散的总能量高于相应的 SFTS 模型. 因此, SFTS-SL 的耗能能力优于 SFTS.



(a) 各位移级耗能



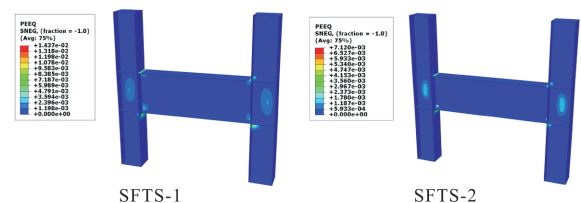
(b) 总耗能

图 12 耗能能力比较

Fig. 12 Comparison of energy dissipation capacity

3.6 失效模式

图 13 和 14 分别给出了 SFTS 和 SFTS-RSL 各模型在屈服和极限状态下的变形模式和相应的等效塑性应变 PEEQ 分布. 由图 13 可知, SFTS 各模型的塑性区主要分布在裙梁梁端、柱端和梁柱节点域. 与屈服状态下的 PEEQ 相比, 极限状态下的 SFTS 系列模型梁端塑性未完全发展, 但梁柱节点域的 PEEQ 有较大发展. 对于 SFTS-1 和 SFTS-2, 柱端翼缘出现局部屈曲, 而 SFTS-3 中未发生这种情况. 这是因为裙梁的跨高比较小限制了循环荷载下梁端塑性铰的发展, 导致结构主要通过梁柱节点域的塑性变形耗能. 随着变形程度的增加, SFTS-1 和 SFTS-2 的柱翼缘首先发生局部屈曲, 但随着裙梁跨高比的增加, SFTS-3 裙梁端部的塑性转动能力提高, 使得其塑性变形更加充分, 梁翼缘出现局部屈曲. 因此, 较小的跨高比限制了裙梁端部塑性铰的发展, 从而降低了 SFTS 的变形和耗能能力.



SFTS-1

SFTS-2

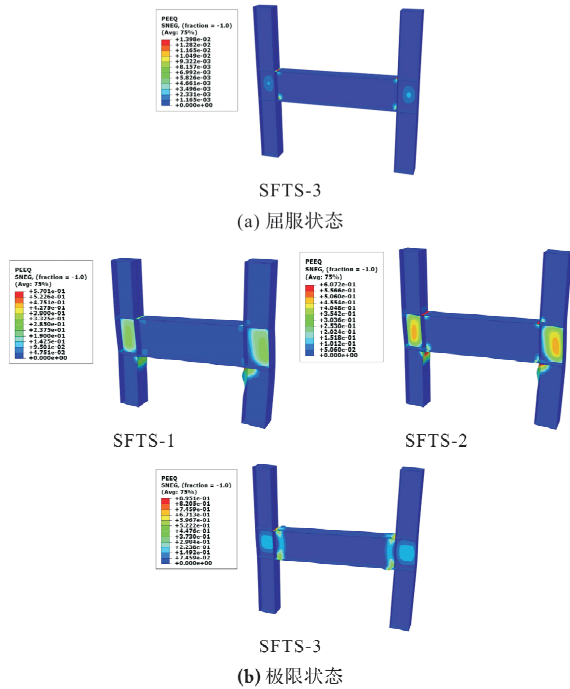


图 13 SFTS 系列各模型 PEEQ 分布

Fig. 13 Distributions of PEEQ in each SFTS FEM

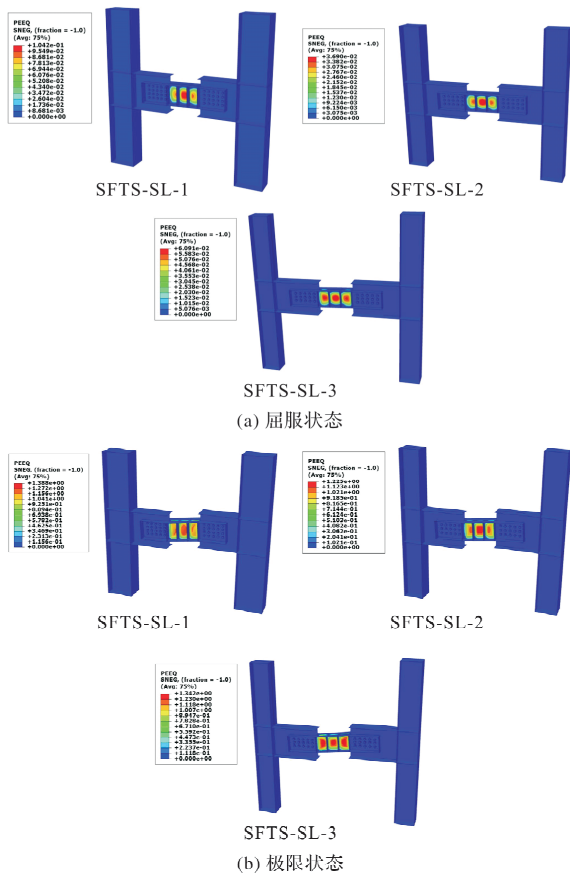


图 14 SFTS-SL 系列各模型 PEEQ 分布

Fig. 14 Distributions of PEEQ in each SFTS-SL FEM

根据图 14 的结果,当 SFTS-SL 系列模型屈服时,主要的塑性变形发生在耗能梁段的腹板部分,梁、柱以及梁柱节点域仍处于弹性状态,当

这些模型达到极限状态时,剪切型耗能梁段的腹板塑性变形进一步扩展,其他构件则没有出现塑性变形,塑性应变主要集中在耗能梁段. SFTS-SL 系列模型的 PEEQ 分布表明,地震作用下结构的塑性变形主要集中在双槽钢截面的剪切型耗能梁段,其余构件完全保持弹性状态.这有利于结构通过更换受损的耗能梁段来恢复结构的功能,从而实现震后结构的恢复.

根据图 15 中 SFTS-SL 双槽钢截面耗能梁段的变形情况,有限元模型的 PEEQ 分布显示,耗能梁段的腹板发生了屈曲,而塑性变形集中在耗能梁段腹板部分.从图 15(b)中可以看出,模型 SFTS-SL1、SFTS-SL2 和 SFTS-SL3 在最大加载级时的滞回环显示,在弹性阶段,双槽钢耗能梁段和裙梁端部间的螺栓连接未滑移.但随着水平位移的增加,螺栓群传递的剪力逐渐增大,当其克服了螺栓与钢板间的摩擦力时使螺栓发生滑移,在此阶段结构的变形增大但承载力变化很小.当螺栓与孔壁接触后,结构的承载力会继续提高.当结构卸载和反向加载时,螺栓又会出现滑移直至螺栓杆与孔壁接触,承载力变化趋势与正向加载相同,其变形机理如图 15(c)所示.

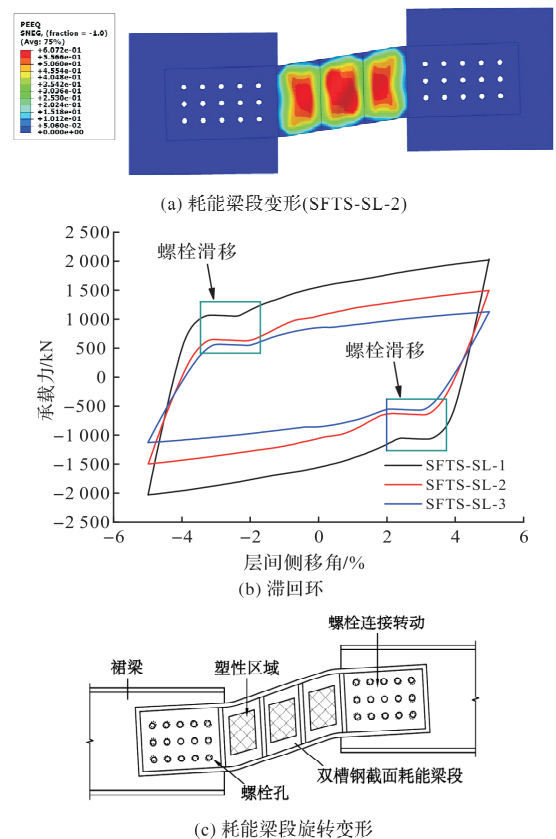


图 15 双槽钢腹板螺栓耗能梁段变形图

Fig. 15 Bolted web-connected link rotations

4 结论

本文提出了一种带双槽钢腹板螺栓连接可更换耗能梁段的钢框筒结构(SFTS-SL),旨在提高传统钢框筒结构(SFTS)的延性和耗能能力。通过对两种结构形式典型子结构的抗震性能进行有限元分析,对比了SFTS-SL和SFTS的承载力、抗侧刚度、延性、耗能能力等抗震性能指标,以及塑性发展和分布,基于本文的数值分析结果得出以下主要结论:

(1)SFTS-SL和SFTS具有相似的弹性侧向刚度,SFTS-SL的承载力略低于SFTS的,但具有更好的承载力安全储备;

(2)SFTS的裙梁跨高比较小,导致裙梁端部塑性发展受限,从而降低了其延性和耗能能力。相比之下,SFTS-SL通过耗能梁段的剪切变形进行耗能,具有良好的延性和耗能能力;

(3)根据数值分析结果,当裙梁跨高比小于4.0时,采用双槽钢腹板螺栓连接可更换剪切耗能梁段的设计方案可以显著提高SFTS的延性和耗能能力。水平地震作用下,SFTS-SL的耗能梁段进入塑性耗散能量,而裙梁和柱仍处于弹性阶段,表现出预期的破坏模式。

参考文献 References

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of building: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [2] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE 7-16[S]. Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE), 2016.
- [3] CEN. Design of structures for earthquake resistance-Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings: Eurocode 8[S]. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2013.
- [4] CSA. Design of steel structures: CSA-S16-14[S]. Mississauga: Canadian Standards Association (CSA), 2014.
- [5] ANSI. Prequalified connection for special and intermediate steel moment frames for seismic applications:

- ANSI/ASIC 358-16[S]. Chicago: American National Standards Institute (ANSI), 2016.
- [6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for steel structure of tall building: JGJ 99—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [7] 陈以一, 刘永明, 岳昌智. 基于变轴力柱恢复力模型的框筒结构地震反应分析[J]. 世界地震工程, 2000, 16(4): 47-53.
CHEN Yiyi, LIU Yongming, YUE Changzhi. Earthquake response analysis of steel tube frames based on the hysteresis model of columns with axial loading change[J]. World Information on Earthquake Engineering, 2000, 16(4): 47-53.
- [8] 王燕, 冯双, 王玉田. 钢框架刚性连接加强型节点滞回性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 57-68.
WANG Yan, FENG Shuang, WANG Yutian. Experimental study on hysteretic behavior for rigid-reinforced connections [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(5): 57-68.
- [9] 关彬林, 连鸣, 苏明周, 等. 高层钢框筒结构截面尺寸预估的新方法[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2018, 50(4): 526-535.
GUAN Binlin, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. A new method for estimating section dimension of high-rise steel framed-tube structure[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2018, 50(4): 526-535.
- [10] 胡淑军, 熊进刚, 王湛. 短剪切型消能梁段的力学性能及其影响因素研究[J]. 工程力学, 2018, 35(8): 144-153.
HU Shujun, XIONG Jingang, WANG Zhan. Study of mechanical properties and its influence factors for short shear links[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(8): 144-153.
- [11] 胡淑军, 熊进刚, 王湛. 偏心支撑结构体系的研究进展及展望[J]. 建筑钢结构进展, 2019, 21(2): 1-14.
HU Shujun, XIONG Jingang, WANG Zhan. Research status review on eccentrically braced frames[J]. Progress in Steel Building Structure, 2019, 21(2): 1-14.
- [12] 刘晓刚, 樊健生, 聂建国, 等. 剪切型消能连梁的塑性强化特性研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(3): 1-11.

- LIU Xiaogang, FAN Jiansheng, NIE Jianguo, et al. Research on plastic overstrength of energy-dissipation shear links[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(3): 1-11.
- [13] DUSICKA P, ITANI A M, BUCKLE I G. Cyclic behavior of shear links of various grades of plate steel [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 136(4): 370-378.
- [14] 段留省, 苏明周. 高强钢组合 K 形偏心支撑钢框架抗震性能分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2015, 47(1): 46-50, 61.
- DUAN Liusheng, SU Mingzhou. Seismic behavior analysis of high strength steel composite K-type eccentrically braced frames[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2015, 47(1): 46-50, 61.
- [15] DUBINA D, STRATAN A, DINU F. Dual high - strength steel eccentrically braced frames with removable links [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1703-1720.
- [16] MANSOUR N, CHRISTOPOULOS C, TREMBLAY R. Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(10): 1141-1152.
- [17] MOESTOPO M, NOVAN A, MIRZA A, et al. On improved performance of eccentrically braced frames with replaceable shear link[C]//Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE). Lisbon, Portugal; Lisbon University Press, 2012.
- [18] SHEN Y L, CHRISTOPOULOS C, MANSOUR N, et al. Seismic design and performance of steel moment-resisting frames with nonlinear replaceable links[J]. Journal of Structural Engineering, 2011, 137(10): 1107-1117.
- [19] 郭艳, 连鸣. 含可更换耗能梁段的钢框筒结构滞回性能研究[J]. 工业建筑, 2021, 51(5): 82-92.
- GUO Yan, LIAN Ming. Research on hysteretic behavior of steel framed-tube structures with replaceable shear links[J]. Industrial Construction, 2021, 51(5): 82-92.
- [20] NIKOUKALAM M T, DOLATSHAHI K M. Development of structural shear fuse in moment resisting frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 114: 349-361.
- [21] MAHMOUDI F, DOLATSHAHI KM, MAHSULI M, et al. Experimental evaluation of steel moment resisting frames with a nonlinear shear fuse [C]//Geotechnical and Structural Engineering Congress, Virginia: ASCE, 2016: 624-634.
- [22] BERMAN JW and BRUNEAU M. Tubular links for eccentrically braced frames I: finite element parametric study[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5): 692-701.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.
- [24] ELLINGWOOD B R. Earthquake risk assessment of building structures [J]. Reliability Engineering and System Safety, 2001, 74(3): 251-262.
- [25] JI X D, WANG Y D, MA Q F, et al. Cyclic behavior of replaceable steel coupling beams [J]. Journal of structural engineering, 2017, 143(2): 04016169.

(编辑 吴海西)