

# 双层方钢管防屈曲支撑滞回性能试验研究

任炜晨, 赵宝成\*, 徐伟栋

(苏州科技大学 土木工程学院, 江苏 苏州 215011)

**摘要:** 若防屈曲耗能支撑端部设计不合理, 易造成薄弱部位破坏, 为避免此类现象发生, 提出了一种新型双层方钢管防屈曲支撑。双层方钢管对其间隙内的耗能板形成约束, 耗能板上下部的正面或反面分别与内方钢管外表面或外方钢管内表面焊接, 该种构造方式使得此类支撑在受压、受拉时性能一致。设计制作了4个双层方钢管防屈曲支撑试件, 并对其进行了低周反复荷载试验, 研究了耗能板布置方式与耗能段数量对该种支撑性能的影响, 得到了试件在循环荷载作用下的破坏机理、滞回性能、延性、刚度退化规律以及耗能能力等; 并采用了有限元软件对其进行了模拟分析。试验结果表明: 双层方钢管防屈曲支撑的滞回曲线形态饱满, 表明其耗能能力强, 且变形能力良好; 在轴向荷载作用下, 试件主要依靠耗能板进入塑性阶段发生塑性变形耗散能量, 加载到后期, 当耗能板断裂后试件会彻底失去承载能力; 在试验过程中, 内外方钢管整体保持弹性状态, 但外方钢管表面出现局部鼓曲现象; 增加支撑中耗能段的数量可提高支撑的承载能力和刚度; 建立了ABAQUS有限元分析模型, 且有限元分析结果与试验结果吻合良好。

**关键词:** 防屈曲耗能支撑; 双层方钢管; 低周反复荷载试验; 滞回性能; 耗能能力; 有限元分析

中图分类号: TU392.3

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)09-0015-12

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240409001

## Experimental Study on Hysteretic Behavior of Dual-Tube Buckling-Restrained Braces

REN Weichen, ZHAO Baocheng\*, XU Weidong

(School of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

\*Corresponding author: zhaobc@mail.usts.edu.cn

**Abstract:** The unreasonable design of ends of buckling-restrained braces will cause premature fracture of weak components easily. To avoid this phenomenon, a novel dual-tube buckling-restrained brace was proposed in this paper. Dual tubes restrain the plates in the gap, and the front or back side of the upper and lower plates are welded to the outer surface of the inner tube or the inner surface of the outer tube, making this type of brace has the same performance under compression and tension. Four dual-tube buckling-restrained braces were manufactured in order to carry on a low-cycle reversed loading test, studying the influences of plate arrangement and the number of energy dissipation parts on hysteretic behavior of the braces. The failure mechanism, hysteretic behavior, ductility, stiffness degradation and energy dissipation of the four braces under cyclic loading were researched. Meanwhile, numerical analysis on the seismic behavior of the brace was performed. The experimental results indicated that the hysteretic curves of the braces were full, and the energy dissipation capacity and deformation capacity were excellent. Under axial loading, the specimen primarily dissipated energy through the plastic deformation of the energy dissipation plates. In the later

收稿日期: 2024-04-09

基金项目: 国家自然科学基金(51878432), 江苏省研究生实践创新计划(SJCX23\_1738)

作者简介:

任炜晨(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构抗震性能方面的研究。E-mail: 1476742961@qq.com。

通信作者:

赵宝成(1970—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构、组合结构抗震性能方面的研究。E-mail: zhaobc@mail.usts.edu.cn。

loading stage, fracture of the energy dissipation plates occurred, leading to a loss of bearing capacity. During the loading, the tubes remained elastic, but the local buckling occurred on the surfaces of the outer tubes. The bearing capacity and stiffness of the brace increased with the increase of the number of energy dissipation parts. A finite element model (FEM) of the brace was developed through ABAQUS. The FEM results agreed well with the test results.

**Keywords:** buckling-restrained brace; dual-tube; low-cycle reversed loading test; hysteretic behavior; energy dissipation capacity; finite element analysis

传统的中心支撑结构体系因具有较大的抗侧刚度且构造简单的优点,被广泛应用于多高层钢结构体系中。但在设防地震作用下,支撑斜杆易受压失稳从而导致支撑性能和结构抗侧刚度下降<sup>[1-2]</sup>。为解决此问题,防屈曲支撑<sup>[3-4]</sup>应运而生,随着近年来相关研究<sup>[5-7]</sup>的持续推进,其在钢结构抗震体系中的应用范围不断扩大。在设防地震作用下,防屈曲支撑不易发生失稳破坏,且能够耗散地震能量,避免了主体结构的抗侧刚度出现急剧下降且承载力降低等现象,因此防屈曲支撑在钢结构的相关领域中应用越来越广泛。

但目前工程中应用的防屈曲支撑,其端部存在连接构造不合理的问题,易发生局部破坏<sup>[8]</sup>。为解决此问题,国内诸多学者对各种端部加强的防屈曲支撑进行了研究。周云等<sup>[9]</sup>针对现有防屈曲耗能支撑存在的不足,提出了“核心单元局部削弱相当于其他部分加强”的新型防屈曲耗能支撑设计思想,并对新型开孔式三重钢管耗能支撑和普通三重钢管耗能支撑进行了循环加载试验,试验结果表明:这种新型的支撑弥补了普通三重钢管耗能支撑端部另需加强等缺陷,证明了通过“核心单元局部削弱”的方式可以改进防屈曲耗能支撑的性能。吴克川<sup>[10]</sup>提出了一种端部改进型的全钢防屈曲耗能支撑,试验表明其可以有效防止外伸连接段出现屈曲破坏的现象,并且考察了该支撑在整体框架结构中的性能表现,结果表明:此种支撑在框架中同样也没有出现外伸段失稳的现象。王永贵等<sup>[11]</sup>制作了6个端部加强型双重钢管防屈曲支撑试件,静力试验表明:加强型双重钢管防屈曲支撑构件具有良好的耗能性能和抗低周疲劳特性,并且比较研究了当间隙与约束比变化时对支撑性能的影响。陈忠<sup>[12]</sup>采用ABAQUS软件分析了加强端部对15个防屈曲支撑构件滞回耗能的影响,分析表明:针对支撑无约束段的端部屈曲问题,通过对该区域采用双槽钢加强的措施,有效消除了支撑端部的屈曲破坏风险。高向宇等<sup>[13]</sup>提出采用端部加强的方法来制作组合热轧角钢防屈曲支撑钢芯的技术思路,设计制作了7个试件,并对其进行了静力反复加载试验,研究了该类支撑的滞回性能等抗震性能,研究表明:此类支撑的耗能能力可以满足建筑结构消能减震设计的需求。

防屈曲支撑的端部薄弱问题不仅可以通过上述学

者提出的通过加强端部的方式来解决,还可通过多种构造优化方式避免支撑端部产生薄弱区。图1所示为一种新型双层方钢管防屈曲支撑,可有效避免支撑端部出现薄弱区。除此之外,这种新型支撑在受拉、受压时的性能也一致。如图1b)所示,新型防屈曲支撑的构造形式为:两侧耗能板上部开孔与内方钢管焊接,下部与开孔的外方钢管焊接;上下耗能板上部与开孔的外方钢管焊接,下部开孔与内方钢管焊接。在轴向力作用下,存在两组相互平行的耗能板面承受拉力,而与这两组面垂直的另外两组耗能板面同步承受压力。以往的防屈曲支撑在受压时耗能芯杆均会承受压力的作用,而本文提出的支撑无论是受压还是受拉时,总有两个面的耗能芯杆承受拉力,所以该种支撑在承受轴向压力和拉力时的性能一致。

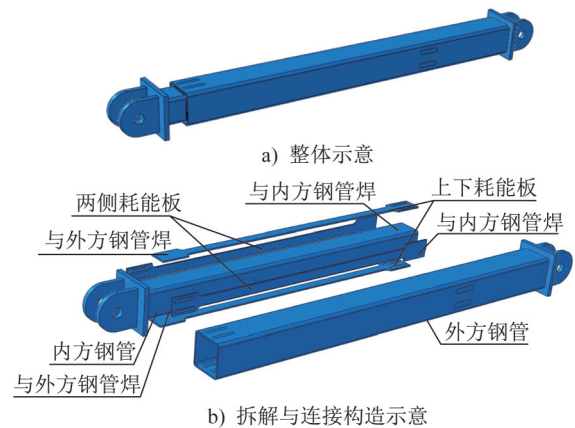


图1 双层方钢管防屈曲支撑

Fig. 1 Dual-tube buckling-restrained brace

设计并制作了4个双层方钢管防屈曲支撑试件,并对其进行了低周往复加载试验,得到了试件在低周往复荷载作用下的破坏机理、滞回性能、延性、刚度退化规律及耗能能力。采用ABAQUS有限元软件分析了4个耗能支撑的滞回性能并与试验结果进行了对比,为进一步开展有限元参数分析奠定了基础。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

4个试件的编号为EDB-1~EDB-4,各试件参数如

下:总长均为1 951 mm,外方钢管截面尺寸为150 mm×6 mm,内方钢管截面尺寸为120 mm×6 mm,端板厚度为20 mm,耗能板厚为6 mm。 $L_1$ 为外方钢管长度, $L_2$ 为内方钢管长度, $L$ 为耗能板长度, $B$ 为耗能板宽度,4个试件的几何尺寸如表1和图2所示。

表1 试件几何尺寸

试件	$L_1$	$L_2$	$L$	$B$
EDB-1	1 791	850	790	40
EDB-2	1 811	1 440	1 340	40
EDB-3	1 810	1 811	1 710	30
EDB-4	1 791	850	1 791	30

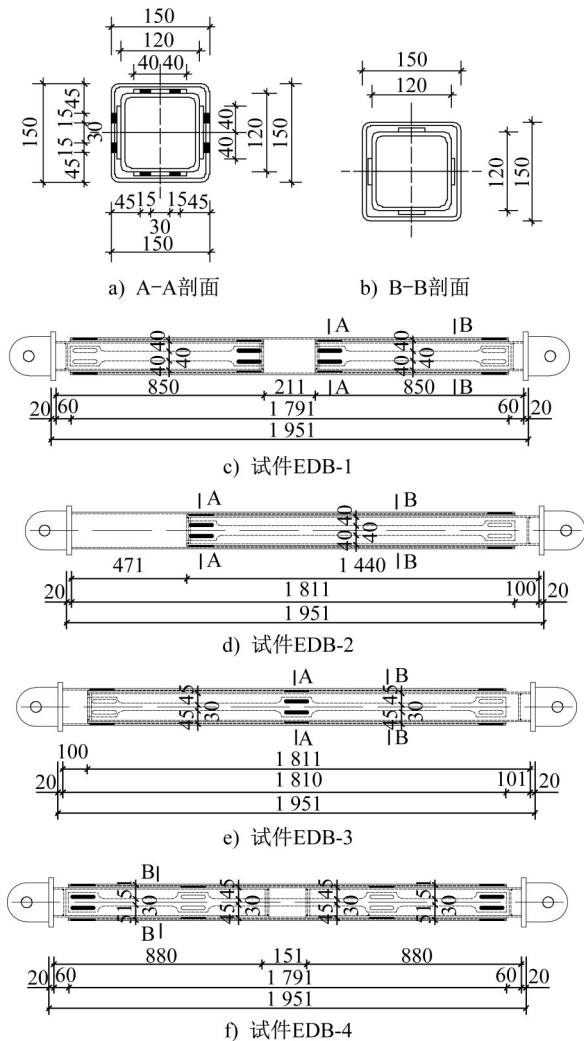


图2 试件几何尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Geometric dimensions of specimens (unit: mm)

1.2 材料性能

试件钢材采用碳素钢Q235B。对关键部位取样进行材料性试验<sup>[14]</sup>,得到其屈服强度、抗拉强度等参数,具体结

果如表2所示。表中“外方钢管”为4个试件的外方钢管试样;“内方钢管”为4个试件的内方钢管试样;“耗能板”为4个试件的耗能板试样。

表2 钢材的材料性能

Table 2 Material properties of steels

部件	屈服强度 $f_y$ /MPa	抗拉强度 $f_u$ /MPa	弹性模量 $E/(\times 10^5 \text{ MPa})$	伸长率 $\delta/\%$
外方钢管	254.31	531.51	2.01	33.00
内方钢管	264.57	512.72	2.03	32.23
耗能板	354.75	484.01	2.04	32.40

1.3 试验装置及加载制度

以试件EDB-2为例,其试验加载装置示意图如图3所示。试件的上端与加载装置及下端与限位支座均通过板铰连接。其余试件的加载装置与其保持一致。

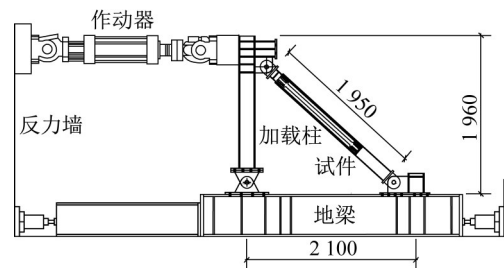


图3 试验装置(单位:mm)

Fig. 3 Test setup (unit: mm)

加载制度参照SAC<sup>[15]</sup>,加载级幅值依次取0.003 75H、0.005 00H、0.007 50H、0.010 00H、0.015 00H(H为结构高度),以此类推。对支撑的加载需通过框架层间位移角实现转换,柱顶加载点采用以下加载方式:±7.125 mm循环加载6圈,±9.500 mm循环加载6圈,±14.250 mm循环加载6圈,±19.000 mm循环加载4圈,±28.500 mm循环加载2圈……以此类推,直至试件破坏。

1.4 测点布置

以试件EDB-2为例,其位移计布置的前视图如图4所示。为得到试件的层间位移,在试件上方沿加载方向布置1个位移计,编号为C-1;为得到地梁的滑移,在地梁上布置1个位移计,编号为C-2;为得到试件的轴向变形,沿着试件轴向布置1个位移计,编号为C-3;为得到端部端板与外方钢管之间的轴向位移,在试件上端按试件方向布置1个位移计,编号为C-4。试件EDB-3的位移计布置与试件EDB-2的位移计布置相同,而试件EDB-1与试件EDB-4需要在试件下端沿试件方向再布置1个位移计。

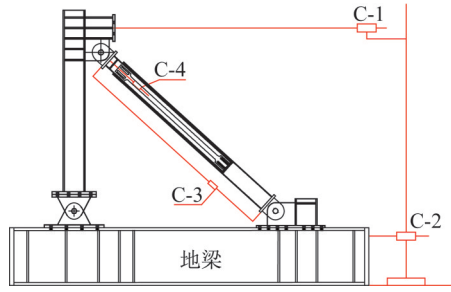


图4 位移计布置

Fig. 4 Arrangement of displacement meters

图5为4个试件应变片的布置图。应变片“2W1”、“2N1”、“2L1”分别表示布置于试件EDB-2外方钢管表面、内方钢管表面、耗能板侧面的第1个应变片;标记的虚引线表示将应变片布置于后面(后视面)。应变片标记“2L1、2L2”表示在此耗能板的表面两侧对称布置两个应变片,一个为“2L1”,另一个为“2L2”。

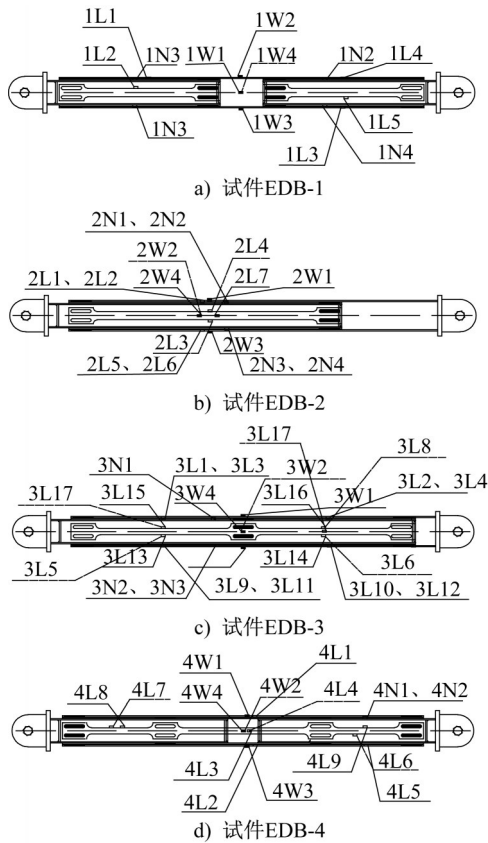


图5 应变片布置

Fig. 5 Arrangement of strain gauges

## 2 试验现象及破坏分析

### 2.1 试验现象

#### 2.1.1 试件EDB-1

4个试件的加载装置如图6a)所示。加载至层间位移角2%的正向第2圈(+38 mm)时,观察到外方钢管表面出现鼓曲现象(图6b));加载至层间位移角3%的正向

第1圈(+57 mm)时,试件发出钢板碰撞的声音且下端外方钢管与端板之间的距离明显增大(图6c));加载至层间位移角3%的负向第1圈(-57 mm)时,耗能板断裂导致试件发生破坏,加载停止。将试件拆解后可见:支撑内方钢管后表面上的上、下端耗能板分别发生了四段式屈曲(图6d))、三段式屈曲,且内方钢管上、下、前表面上的上、下端耗能板分别发生了四段式屈曲、两段式屈曲。

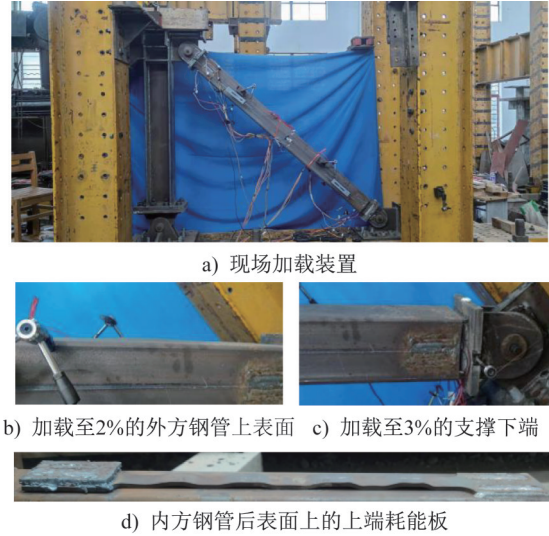


图6 试件EDB-1试验现象

Fig. 6 Test phenomena of specimen EDB-1

#### 2.1.2 试件EDB-2

试件EDB-2加载至层间位移角1.5%前,试件外部无明显变形。加载至层间位移角1.5%的正向第1圈(+28.5 mm)时,外方钢管与端板之间的距离变大(图7a));加载至层间位移角2%的负向第1圈(-38.0 mm)时,耗能板发出巨响并断裂,导致支撑的承载力急剧下降;加载至层间位移角2.5%的负向第2圈(-47.5 mm)时,外方钢管下端上表面鼓起(图7b))。加载至层间位移角3%的负向第1圈(-57.0 mm)时,试件的耗能板突然断裂并伴随巨响,导致试件整体破坏、支撑彻底失去承载能力,试验随即停止加载。拆解试件后可见:支撑内方钢管前表面上的耗能板发生五段式屈曲(图7c)),但内方钢管下表面上的耗能板未发生明显屈曲;内方钢管前表面上的耗能板仅发生轻微屈曲,但其上表面上的耗能板发生严重屈曲并且断裂。

#### 2.1.3 试件EDB-3

试件EDB-3加载至层间位移角2.5%前,试件外部无变形。加载至层间位移角2.5%的正向第1圈(+47.5 mm)时,外方钢管与端板间的间距扩大(图8a));加载至层间位移角3%的正向第1圈(+57.0 mm)时,外方钢管下部四面均有不同程度的凸起(图8b));加载至层间位移角

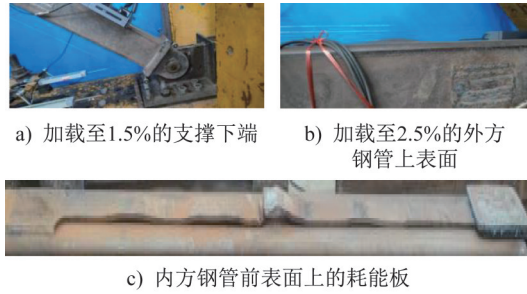


图7 试件EDB-2试验现象

Fig. 7 Test phenomena of specimen EDB-2

3%的正向第2圈(+57.0 mm)时,耗能板断裂并发出巨响,导致试件发生破坏,随即终止试验。拆解试件后可见:支撑内方钢管下表面上的上端耗能板无明显鼓起而其下表面上的下端耗能板发生了六段式屈曲(图8c);支撑内方钢管前表面上的上端耗能板仅发生一段屈曲而其前表面上的下端耗能板发生三段式屈曲;支撑内方钢管后表面上的耗能板整段出现了翘起现象。

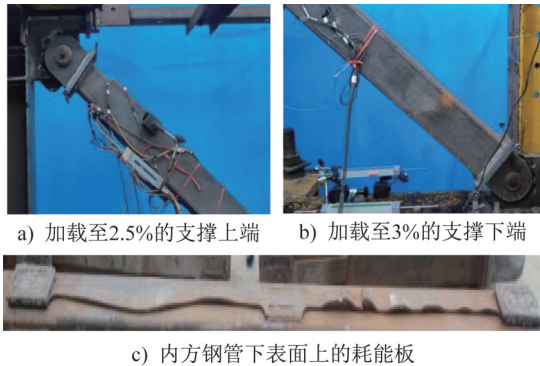


图8 试件EDB-3试验现象

Fig. 8 Test phenomena of specimen EDB-3

#### 2.1.4 试件EDB-4

试件EDB-4加载至层间位移角2.5%前,其试件外部无明显变形。加载至层间位移角2.5%的负向第1圈(-47.5 mm)时,方钢管与端板之间的间距逐渐扩大(图9a);加载至层间位移角3%的负向第1圈(-57.0 mm)时,耗能板中段沿支撑内部发生面外屈曲(图9b);加载至层间位移角3%的负向第2圈(+57.0 mm)时,耗能板断裂导致试件破坏,因此试验无法继续进行下去,终止试验。拆解试件后可见:支撑内方钢管上表面上的最上端耗能板中部发生了明显的一段式屈曲且其上表面上的最下端耗能板发生四段式屈曲(图9c);支撑内方钢管下表面上的最上端耗能板发生三段式屈曲且断裂,而其下表面上的最下端耗能板也发生了三段式屈曲但未断裂。

## 2.2 破坏分析

4个双层方钢管防屈曲支撑试件在低周往复加载过

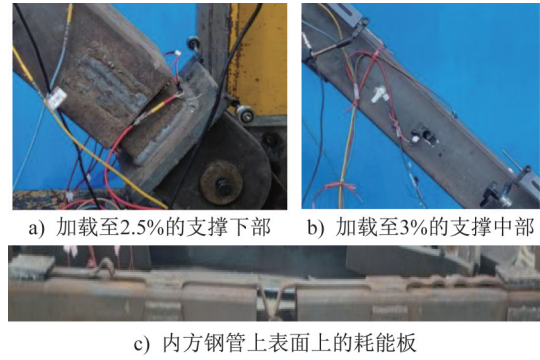


图9 试件EDB-4试验现象

Fig. 9 Test phenomena of specimen EDB-4

程中,其破坏模式有一定的相似性。加载过程中因试件端部不存在薄弱部位,均没有发生局部破坏。在前几个加载级中试件无明显变形,随着荷载增加,外方钢管与端板之间的距离逐渐增大且外方钢管表面局部逐渐鼓起,加载到后期时耗能板断裂导致支撑无法继续承载,进而停止试验。内方钢管在加载过程中并无明显变形,但外方钢管的4个表面在加载后期其局部出现了明显鼓起现象,该现象说明外方钢管的厚度偏小。此外,4次试验的耗能板均明显发生断裂,表明4个支撑均通过耗能板进入塑性工作状态来耗散能量。

## 3 试验结果及分析

### 3.1 滞回曲线与骨架曲线

由图10可知,4个试件的滞回曲线均呈现饱满形态,且在同级荷载下曲线重合度较好。加载初期试件整体处于弹性工作阶段,承载力曲线呈线性上升趋势;进入加载后期,试件转入弹塑性工作阶段,此时承载力增长速率放缓,曲线上升平缓。试件EDB-1~4的滞回曲线都存在一段捏拢滑移段,此段内力值基本维持零水平,而位移却持续增大,原因是在试验过程中试件端部板铰与销轴之间存在空隙。图11为4个试件的骨架曲线对比图,从图中可以看出:在加载初期,各试件均处于弹性阶段,骨架曲线呈线性上升趋势;进入加载后期,试件的承载力上升平缓,耗能板进入塑性阶段,通过持续塑性变形耗散能量,导致试件整体刚度明显降低。当加载至最后一加载级时,试件EDB-1~4承载力均明显退化,这是由于耗能板断裂使得支撑失去了承载能力。

### 3.2 刚度退化曲线

刚度退化曲线反映了试件在循环荷载下的刚度退化规律,采用峰值割线刚度来反映刚度退化情况。由图12可见:试件EDB-1的刚度达到最大值后呈缓慢下降趋势;试件EDB-2刚度达最大值后先进入一段急剧下降阶段,随后刚度下降趋势放缓,基本呈线性下降;试件EDB-3刚

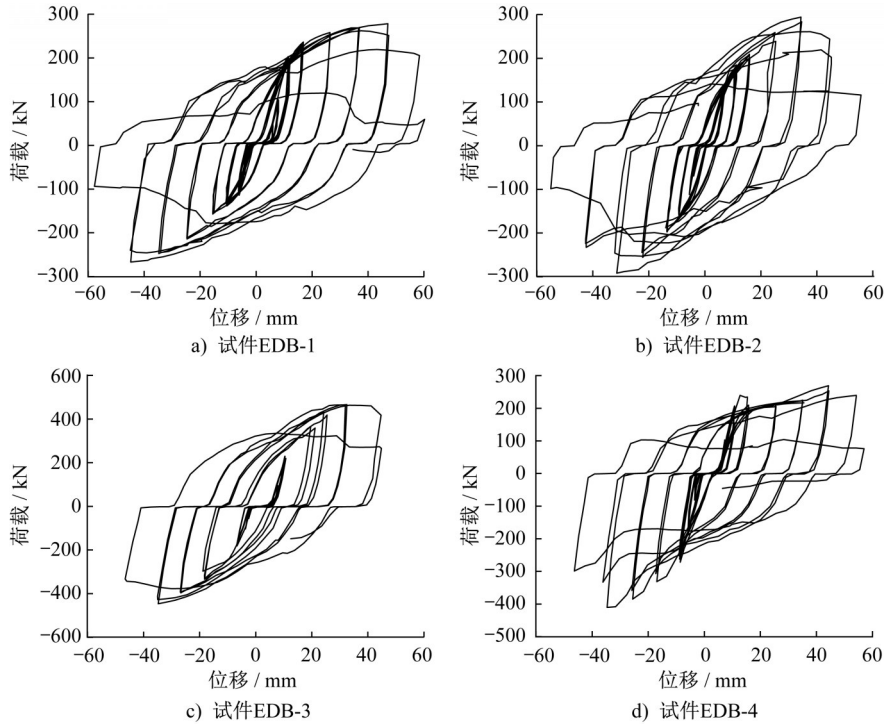


图10 试件滞回曲线

Fig. 10 Hysteretic curves of specimens

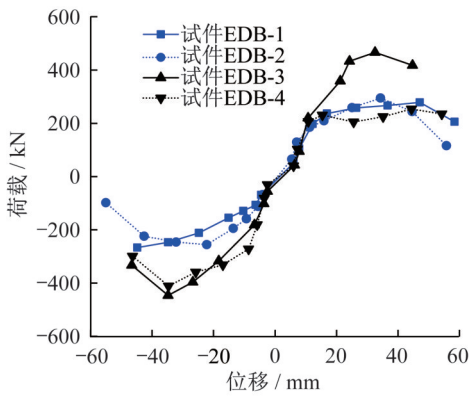


图11 试件骨架曲线

Fig. 11 Skeleton curves of specimens

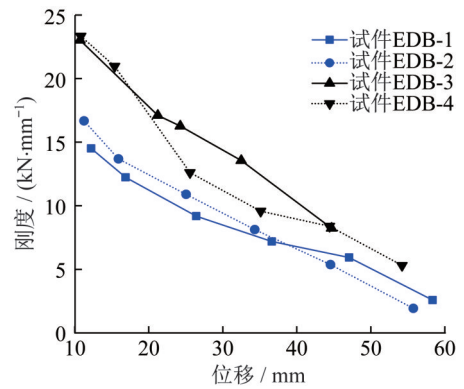


图12 试件刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness degradation curves of specimens

度达最大值后下降速率较快;试件EDB-4刚度达最大值后先进入两段急剧下降阶段,随后呈现缓慢下降趋势。

### 3.3 强度退化曲线

如图13所示,4个试件在同一加载级内试件的强度变化均较小。试件EDB-1、EDB-3和EDB-4在加载过程中其强度退化不明显,而试件EDB-2的强度在第六加载级加载过程中发生较大退化,这是由于耗能板发生断裂导致支撑承载力急剧下降造成的。

### 3.4 耗能能力

如图14所示,在加载前期试件的累积耗能略微有所增加;加载至中期,试件的累积耗能均呈现明显增长趋势,

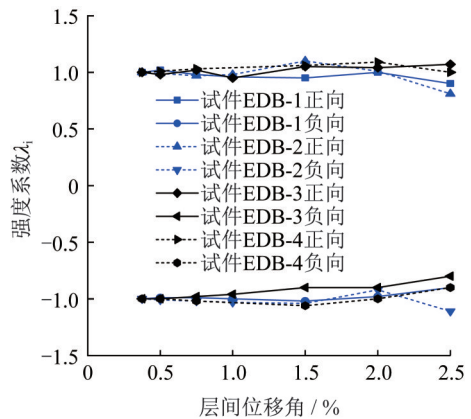


图13 试件强度退化曲线

Fig. 13 Strength degradation curves of specimens

并且试件EDB-3的累积耗能值最多;加载至后期,试件EDB-3不再耗能,同时试件EDB-2的累积耗能逐渐减少,试件EDB-1和EDB-4累积耗能呈现中等速度增长的趋势。

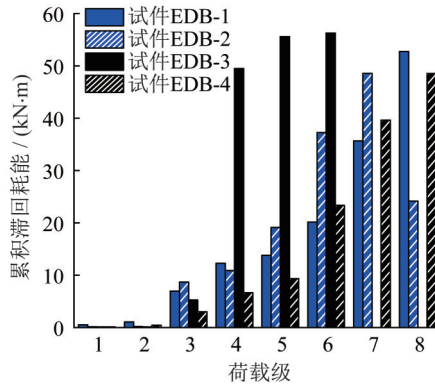


图14 试件累积滞回耗能

Fig. 14 Accumulative hysteretic energy dissipation of specimens

采用等效黏滞阻尼系数 $\xi_{eq}$ 来评估试件的耗能能力。如图15所示, $\xi_{eq}$ 越大则代表试件的耗能能力越强。根据图15可知:试件支撑耗能能力由高到低依次为试件EDB-2、EDB-3、EDB-1、EDB-4。

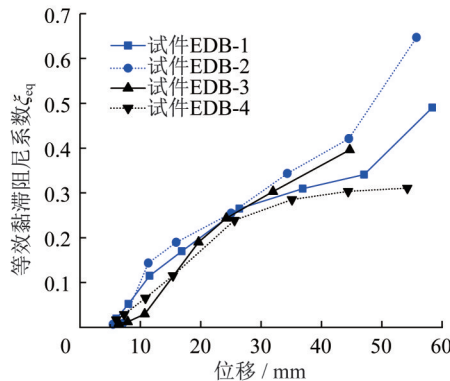


图15 试件等效黏滞阻尼系数

Fig. 15 Equivalent viscous damping coefficient of specimens

将试验所测的荷载和位移进行均值处理,并依据荷载-位移滞回曲线中“各加载循环滞回环面积的外包络线”,即图16所示曲线推导出等效黏滞阻尼系数 $\xi_{eq}$ 的计算公式:

$$\xi_{eq} = \frac{S_{ABCD}}{2\pi(S_{\Delta AOE} + S_{\Delta BOF})} \quad (1)$$

式中: $S_{ABCD}$ 为每一荷载级下滞回环包络的面积(图中画斜线部分); $(S_{\Delta AOE} + S_{\Delta BOF})$ 为每一荷载级下试件达到最大正负向承载力时所对应的三角形面积之和(图中画竖线部分)。

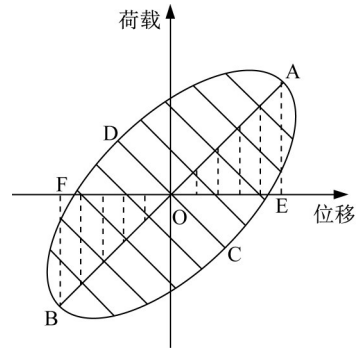


图16 试件等效黏滞阻尼系数计算示意

Fig. 16 Calculation diagram of equivalent viscous damping coefficient of specimen

### 3.5 应变分析

将4个试件的耗能板、内方钢管和外方钢管的应变值进行均值处理,汇总于图17中。

如图17a)所示,试件EDB-1的应变片1L2在加载过程中,当层间位移角达到0.375%时其应变值为4 150.58  $\mu\epsilon$ ,随着持续加载其应变值逐渐增大并在层间位移角为0.750%左右时达到峰值。应变片1L5的应变值较应变片1L2的应变值大的原因是,在加载过程中力首先会传到上部耗能板之后再向下部耗能板传递;待上部耗能板屈服后,下部耗能板由于需承受更大的位移所以产生了更大的应变。从图17c)看出:外方钢管的曲线呈现典型双折线特点:加载前期曲线呈严格线性,且整个加载过程中外方钢管的应变值始终较小,始终保持弹性工作状态。与试件EDB-1相同,试件EDB-2的耗能板为试件主要耗能部位。从图17e)看出:试件EDB-2内方钢管的最大应变值为 $4.5 \times 10^{-4}$ ,且在加载前期内方钢管处于弹性变形状态,到加载中后期,内方钢管的应变值呈现减小的趋势。

试件EDB-3的上表面耗能板破坏比前表面耗能板破坏严重,所以应变片3L16的应变值大于应变片3L2的应变值(图17g))。从图17h)与图17i)可以看出:试件EDB-3内外方钢管的应变变化规律基本与试件EDB-2的应变变化规律一致,其应变值不断地变化,且试件内外方钢管在整个加载过程中始终未屈服。以试件EDB-4部分的耗能板应变为例(图17j)),在加载到层间位移角为3.0%时,应变片测点4L9的应变达到最大,表明试件前表面耗能板下端的变形最严重。从图17k)看出:在加载后期,随加载循环不断在受压状态与受拉状态间交替转换(即往复拉压变形),进而使内方钢管的应力大小始终处于动态波动状态。当层间位移角达1.0%以后,外方钢管的应变随着加载级的增加而缓慢变化。到加载后期,由于支撑中部耗能板向内屈曲,因此外方钢管未对耗能板起到约束作用,所以导致外方钢管的应变值逐渐增大。

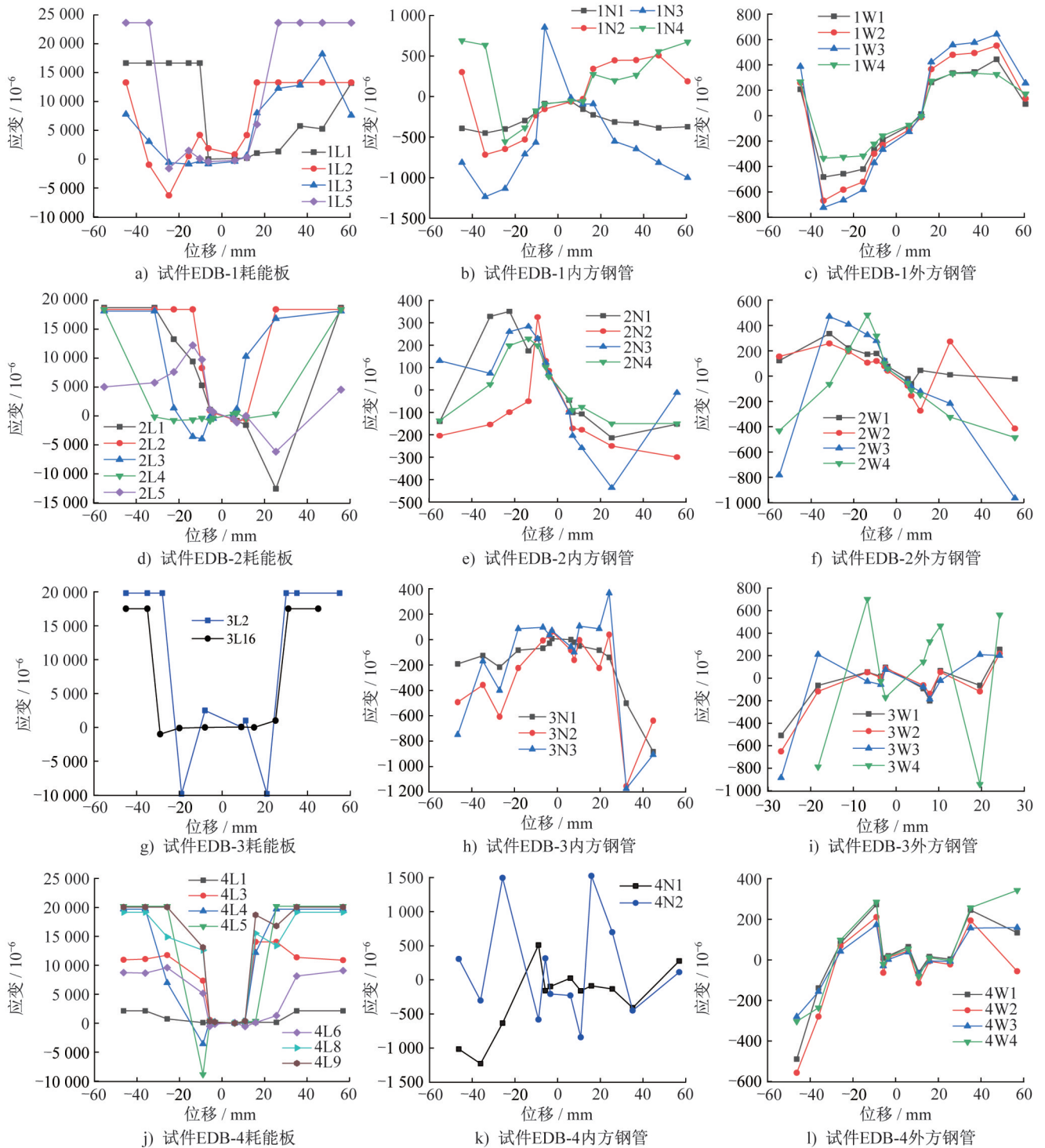


图 17 试件应变曲线

Fig. 17 Strain curves of specimens

综上所述:试件 EDB-1 与 EDB-4 的耗能板应变值最大,内方钢管次之,外方钢管的应变值最小;而试件 EDB-2 与 EDB-3 的耗能板应变值最大,外方钢管次之,内方钢管应变值最小。4 个试件在加载过程中均通过耗能板进入塑性阶段耗能。当加载到后期,耗能板虽因断裂而发生屈服,但内外方钢管在整个加载过程中均未屈服。

### 3.6 耗能板布置方式对支撑性能的影响

试件 EDB-2 在试件 EDB-1 耗能板布置的基础上减少了单面布置的耗能板数量,试件 EDB-3 与 EDB-4 又在试件 EDB-2 耗能板布置的基础上分别增加了一段与两段单块耗能板上的耗能段。

在防屈曲支撑试件 EDB-1~4 的试验中,关键力学指标的递减顺序如下:最大承载力按试件 EDB-3、EDB-4、

EDB-2、EDB-1的顺序递减;最终刚度按试件EDB-3、EDB-4、EDB-1、EDB-2的顺序递减;等效黏滞阻尼系数按照EDB-2、EDB-3、EDB-1、EDB-4的顺序递减。

由此可见:在材料一致的前提下,单面布置的耗能板数量越少,支撑的承载力越大,刚度越小,耗能能力越强。增加耗能板上耗能段的数量会提高支撑的承载力与刚度,但支撑的耗能能力会逐渐降低。虽然增加耗能段的数量可以提高支撑的承载力与刚度,但耗能板三段式耗能的支撑(试件EDB-4)其承载力、刚度与耗能能力均小于耗能板两段式耗能的支撑(试件EDB-3)其对应值,说明将此类支撑耗能板划分为两段耗能时其支撑性能发挥最佳。

表3给出了试件EDB-1~EDB-4的屈服位移 $\Delta_y$ 、极限位移 $\Delta_u$ 、极限荷载 $F_u$ 及延性系数 $\mu(\mu=\Delta_u/\Delta_y)$ 的对比,以极限荷载 $F_u$ 表征耗能板面外屈曲时的荷载值。由表3可知:单面布置的耗能板数量越少,支撑的延性越差,耗能板屈曲时的荷载值越大。耗能板两段式耗能的支撑(试件EDB-3)其延性系数和面外屈曲荷载均大于试件EDB-2与EDB-4的对应值,说明将此类支撑耗能板划分为两段耗能时支撑延性最好,并且支撑抵抗面外屈曲的能力越强。

表3 试件的极限荷载与延性系数

Table 3 Ductility coefficient and ultimate load of specimens

试件	$\Delta_y/\text{mm}$	$\Delta_u/\text{mm}$	$F_u/\text{kN}$	$\mu$
EDB-1	19.6	53.5	236.6	2.73
EDB-2	20.1	44.8	240.8	2.23
EDB-3	19.8	46.5	396.0	2.35
EDB-4	23.2	52.3	215.2	2.26

## 4 有限元模型建立及验证

### 4.1 钢材的本构关系

采用Mises屈服准则和等向强化模型,将钢材的应力-应变关系曲线简化为三折线模型(图18),其中 $E_{st}=0.01E$ , $E_{st}$ 为应变硬化模量, $E$ 为钢材弹性模量。钢材种类、屈服强度、抗拉强度等参数采用材性试验的数据(具体见1.2节),泊松比为0.3。

### 4.2 单元划分及边界条件

采用八节点六面体一次缩减积分单元(C3D8R)划分网格。先采用结构化网格技术对加载装置和方钢管等规则部件进行网格划分,再采用扫掠网格技术及中性轴算法对耗能板和板铰等不规则部件进行网格划分,最

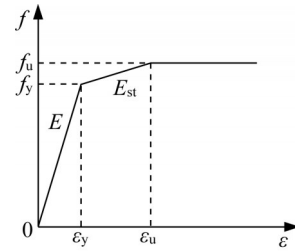


图18 钢材应力-应变关系简化

Fig. 18 Simplification of steel stress-strain relationship

后打开几何非线性选项。最终的网格划分结果如图19所示。

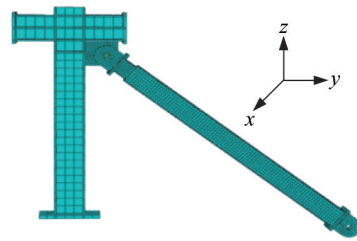


图19 有限元模型

Fig. 19 Finite element model

加载装置的施力截面与试件加载端的截面形心精准耦合,用以施加位移;在支撑下端板铰中心和柱下端板铰中心设置耦合点,用以添加边界条件。支撑下端只发生绕 $x$ 轴的转动( $U_{R1}$ ),支撑上端只发生 $y$ 轴向的水平位移( $U_2$ )。支撑中耗能板与方钢管的接触为面与面接触,法线方向设置为“硬接触”,切线方向通过罚函数计算摩擦效应,摩擦系数依据规范<sup>[16]</sup>取为0.30。支撑中内方钢管与端板、加劲肋与内方钢管、端板与板铰之间采用绑定接触(tie)连接。支撑上端与加载柱之间使用销轴连接,将销轴的截面直径减少3 mm以模拟销轴与端部板铰间的空隙。

### 4.3 有限元分析结果与试验对比

#### 4.3.1 滞回曲线对比

图20为有限元模拟与试验滞回曲线对比图。有限元分析得到滞回曲线与试验实测得到的滞回曲线走势高度一致。试件EDB-2与EDB-3的滞回曲线形态较饱满,其滞回曲线包围面积较其它试件的包围面积大。从总体来看,有限元模拟的滞回曲线其每一级滞回环的面积均比试验每一级滞回环的面积略大。有限元模拟的结果与试验结果有差异的原因主要有:材性试验存在一定的误差;有限元模拟中认为模型是均质理想的材料,但试验过程中试件存在加工带来的各种缺陷;试验时试件在与支座连接时并没有做到完全轴心受力,但有限元模拟时假定该模型是完全轴心受力构件。

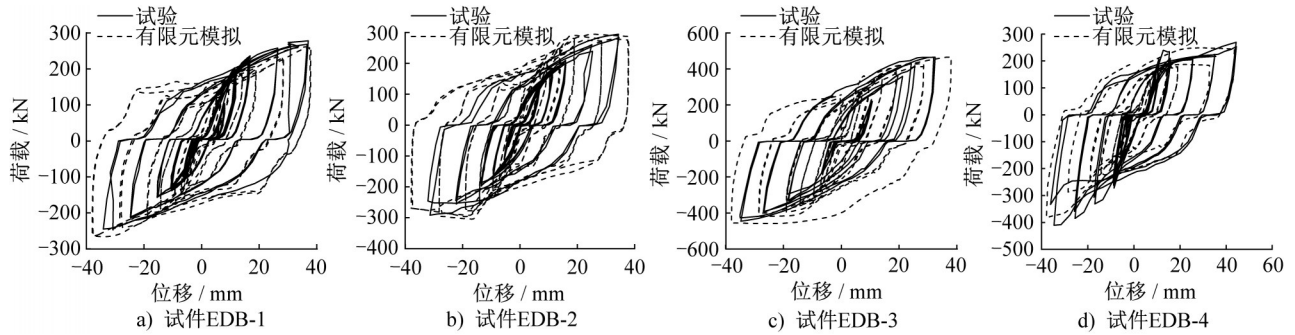


图20 试验与有限元模拟滞回曲线对比

Fig. 20 Comparison of hysteretic curves between test and FE simulation

#### 4.3.2 骨架曲线对比

图21为有限元模拟与试验骨架曲线对比图,有限元模拟所得曲线与试验所得曲线都存在弹塑性拐点。在加载前期,试验的滑移量比有限元模拟的滑移量大,而滑移对支撑承载力的影响较大,因此当支撑处于弹性阶段时其有限元模拟的结果偏大;在加载后期,由于滑移对支撑的影响变小,因此有限元模拟的承载力与试验结果较为接

近。有限元分析中EDB-1、EDB-2、EDB-3、EDB-4模型的正向最大荷载分别为278.4 kN、261.5 kN、472.4 kN、244.1 kN,负向最大荷载分别为-266.2 kN、-294.9 kN、-452.8 kN、-381.6 kN。EDB-4模型的有限元模拟骨架曲线与试验骨架曲线贴合度最差,原因是EDB-4模型耗能板的构造过于复杂且滞回曲线中存在滑移段,所以在实际应用时应尽量避免使用EDB-4模型的构造。

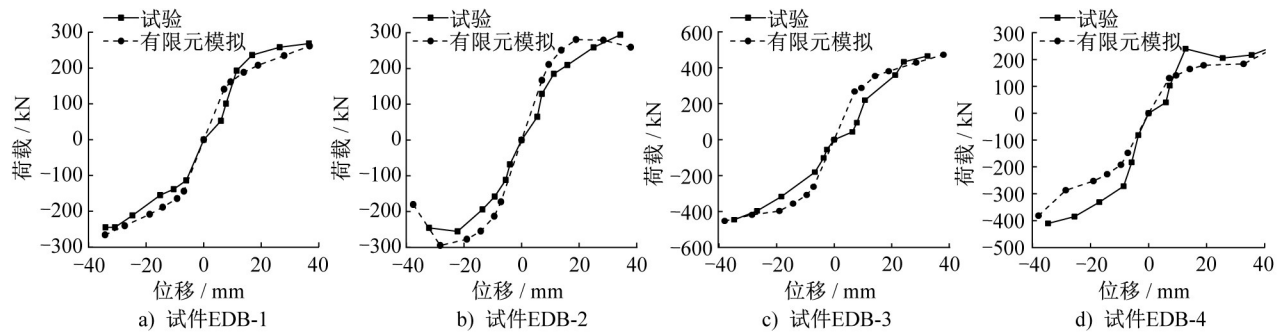


图21 试验与有限元模拟骨架曲线对比

Fig. 21 Comparison of skeleton curves between test and FE simulation

#### 4.3.3 耗能板最终变形对比

如图22a)所示,与试验耗能板最终变形对比,有限元模拟中EDB-1模型的耗能板也发生了多波式屈曲变形,其中,中间耗能段上贴近方钢管部分的应力较为集中。如图22b)所示,有限元模拟中EDB-2模型通过耗能板中间段的屈曲进入塑性耗能,在轴向往复运动中,在贴近内方钢管的屈曲段产生了塑性累积;对比于试验耗能板的最终变形,有限元模拟中上表面耗能板最终的破坏模式同样表现为端部堆叠区域因挤压应力集中,最终发生挤压断裂。如图22c)所示,与试验耗能板最终变形对比,有限元模拟中EDB-3模型上表面耗能板最终破坏模式也是由于中部两侧堆叠处因挤压应力集中,最终发生断裂破坏;前表面耗能板的最终破坏模式是耗能段中部突起处的屈曲破坏。如图22d)所示,有限元模拟中EDB-4模型耗能板中部也发生了与试验试件最终变形一致的向内屈曲现象,中间段凹陷处和贴近方钢管边缘处均进入了

塑性阶段并出现了应力集中现象。

## 5 结论

本文采用试验与有限元模拟相结合的方法研究了双层方钢管防屈曲支撑的滞回性能,结论如下:

(1) 双层方钢管防屈曲支撑的滞回曲线形态饱满,耗能能力好,变形能力强,可以有效避免支撑斜杆出现屈曲现象。支撑主要通过耗能板屈服来耗散地震能量,内外方钢管在加载过程未发生屈服,始终处于弹性状态,支撑端部未发生局部破坏。

(2) 试验加载到后期,4个试件外方钢管的各表面均发生了向外鼓曲现象,这是耗能板弯曲对外方钢管内表面挤压造成的,说明外方钢管的厚度偏小。

(3) 双层方钢管防屈曲支撑单面布置的耗能板其耗能段数量与耗能板宽度的大小是影响耗能支撑性能的重要因素。单面布置的耗能板其耗能段数越多,支撑的承

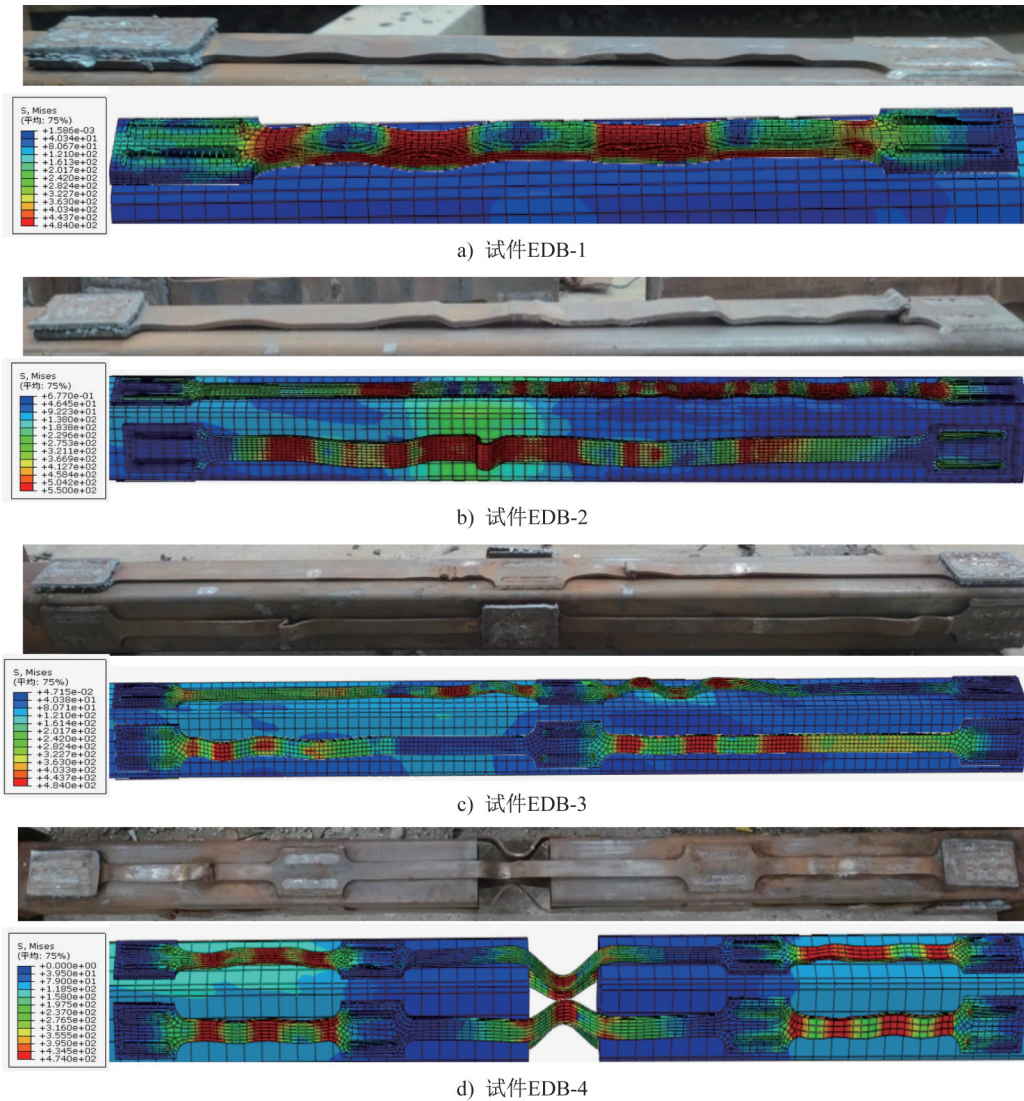


图 22 试验与有限元模拟耗能板变形对比 (单位:MPa)

Fig. 22 Comparison of deformation of energy dissipation plates between test and FE simulation (unit:MPa)

载能力与刚度就越大,但其耗能能力有所下降;耗能板宽度越大,支撑的耗能能力越好,但其承载能力与刚度会有所下降。

(4) 对4个试件进行了有限元分析,获得了与试验结果吻合较好的滞回曲线与耗能板变形,为进一步的有限元参数分析奠定了基础。

参考文献:

[ 1 ] 崔瑶,许肖卓,林迟.考虑支撑断裂及节点板作用的中心支撑框架抗震性能研究[J].工程力学,2020,37(10):85-92. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2019.11.0648.  
CUI Yao, XU Xiaozhuo, LIN Chi. Seismic performance of concentrically braced frames considering the brace fracture and gusset plate effect [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(10): 85-92. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2019.11.0648. (in Chinese)  
[ 2 ] 郭彦林,童精中,周鹏.防屈曲支撑的型式、设计理论与应用

研究进展[J].工程力学,2016,33(9):1-14.DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2016.04.ST01.  
GUO Yanlin, TONG Jingzhong, ZHOU Peng. Research progress of buckling restrained braces: Types, design methods and applications[J].Engineering Mechanics, 2016, 33(9): 1-14. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.04.ST01. (in Chinese)  
[ 3 ] TADA M, KUWAHARA S, YONEYAMA T, et al. Horizontally loading test of the steel frame braced with double-tube members [J]. Annual Technical Papers of Steel Structures, 1993(1): 203-208.  
[ 4 ] CHEN C C, CHEN S Y, LIAW J J. Application of low yield strength steel on controlled plastification ductile concentrically braced frames [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2001, 28(5): 823-836. DOI: 10.1139/101-044.  
[ 5 ] 刘嘉琳,徐龙河.带自复位耗能支撑钢板剪力墙墙板受力性能研究[J].工程力学,2019,36(7):156-164. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2018.06.0316.

- LIU Jialin, XU Longhe. Study on the mechanical behavior of wall plate of steel plate shear wall with self-centering energy dissipation braces [J]. *Engineering Mechanics*, 2019, 36(7): 156-164. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2018.06.0316. (in Chinese)
- [6] 郭彦林, 王小安, 姜子钦. 两端刚接防屈曲支撑的受力性能及设计方法[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(7): 107-118. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2013.07.015.  
GUO Yanlin, WANG Xiaohan, JIANG Ziqin. Behavior and design method of fixed-fixed buckling-restrained braces [J]. *Journal of Building Structures*, 2013, 34(7): 107-118. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2013.07.015. (in Chinese)
- [7] 鲁军凯, 吕萌, 吴斌, 等. 基于整体稳定性的防屈曲支撑约束单元及内芯加强段实用设计方法[J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(1): 80-87. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0581.  
LU Junkai, LYU Meng, WU Bin, et al. A practical design method for restraining member and stiffening segment of buckling-restrained braces based on global stability [J]. *Journal of Building Structures*, 2023, 44(1): 80-87. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2021.0581. (in Chinese)
- [8] 周云. 防屈曲耗能支撑结构设计与应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 36-37.  
ZHOU Yun. Design and application of buckling-restrained bracing structure with energy dissipation [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007: 36-37. (in Chinese)
- [9] 周云, 钱洪涛, 褚洪民, 等. 新型防屈曲耗能支撑设计原理与性能研究[J]. *土木工程学报*, 2009, 42(4): 64-71. DOI: 10.3321/j.issn:1000-131X.2009.04.009.  
ZHOU Yun, QIAN Hongtao, CHU Hongmin, et al. A study on the design principle and performance of a new type of Buckling-Resistant Brace [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009, 42(4): 64-71. DOI: 10.3321/j.issn:1000-131X. 2009.04.009. (in Chinese)
- [10] 吴克川. 端部改进型防屈曲支撑抗震性能及其框架结构耗能减震机理研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2017.  
WU Kechuan. Study on the seismic behavior of the improved buckling restrained brace and the energy dissipation mechanism of its system [D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2017. (in Chinese)
- [11] 王永贵, 高尔新. 端部加强型双重钢管防屈曲支撑试验研究[J]. *世界地震工程*, 2012, 28(4): 122-130. DOI: 10.3969/j.issn.1007-6069.2012.04.020.  
WANG Yonggui, GAO Erxin. Experimental study on end enhanced double-steel tube buckling-restrained brace [J]. *World Earthquake Engineering*, 2012, 28(4): 122-130. DOI: 10.3969/j.issn.1007-6069.2012.04.020. (in Chinese)
- [12] 陈忠. 端部加强型工字形内芯防屈曲耗能支撑减震性能的研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2017.  
CHEN Zhong. Research on damping performance of buckling-restrained braces with end strengthened H-shaped core [D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2017. (in Chinese)
- [13] 高向宇, 王永贵, 刘丹卉, 等. 端部加强型组合热轧角钢防屈曲支撑静载试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(3): 77-82. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2010.03.015.  
GAO Xiangyu, WANG Yonggui, LIU Danhui, et al. Static tests on buckling restrained brace made of hot-rolled steel angle with strengthened ends [J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(3): 77-82. DOI: 10.14006/j.jzjgxb. 2010.03.015. (in Chinese)
- [14] 国家市场监督管理总局, 国家标准化管理委员会. 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.  
State Administration for Market Regulation, National Standardization Administration. 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)
- [15] The SAC Joint Venture. Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam-Column Connection Test and Other Experimental Specimens: SAC/BD-97/02 [S]. Sacramento: The SAC Joint Venture, 1997.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 中华人民共和国国家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. (in Chinese)