

引用格式:王涛,潘雨桐,孟丽岩,等.双阶防屈曲支撑设计参数及抗震性能分析[J].工业建筑,2025,55(5):76-85. WANG Tao, PAN Yutong, MENG Liyan, et al. Design Parameters and Seismic Performance Analysis of Double-Yield Buckling-Restrained Braces[J]. Industrial Construction, 2025, 55(5): 76-85 (in Chinese). DOI: 10. 3724/j. gyjzG22102904

双阶防屈曲支撑设计参数及抗震性能分析^{*}

王涛¹ 潘雨桐¹ 孟丽岩¹ 刘吉胜¹ 齐行军² 许国山³

(1. 黑龙江科技大学建筑工程学院, 哈尔滨 150022; 2. 黑龙江日甲生科技有限公司, 哈尔滨 150016; 3. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 哈尔滨 150090)

摘 要 为解决传统防屈曲支撑在多遇地震下不耗能问题,提出一种具有两级耗能的新型双阶屈服防屈曲支撑(DYBRB):即多遇地震下支撑屈服耗能并为结构提供刚度,设防、罕遇地震下支撑具有更优耗能能力。通过对DYBRB构造特点分析,给出支撑工作机理,推导支撑双阶屈服位移比和屈服承载力比的理论公式,得到支撑设计主要影响参数;采用ABAQUS建立DYBRB数值模型,从支撑耗能能力、承载能力不平衡特性和塑性变形能力三方面验证其抗震性能。研究表明: DYBRB滞回曲线稳定饱满、拉压对称,具有良好的双阶屈服耗能特性及塑性变形能力,可实现不同水平地震作用下双阶耗能。

关键词 防屈曲支撑; 双阶屈服; 双阶屈服位移比; 双阶屈服承载力比; 滞回曲线; 塑性变形

Design Parameters and Seismic Performance Analysis of Double-Yield Buckling-Restrained Braces

WANG Tao¹ PAN Yutong¹ MENG Liyan¹ LIU Jisheng¹ QI Xingjun² XU Guoshan³

(1. School of Architecture and Civil Engineering, Heilongjiang University of Science and Technology, Harbin 150022, China; 2. Heilongjiang Rijisheng Technol. Co., Ltd., Harbin 150016, China; 3. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: In order to solve the problem that traditional buckling-restrained braces do not dissipate energy under minor earthquakes, a novel double-yield buckling-restrained brace (DYBRB) with two-stage energy dissipation capability has been proposed. The brace yields energy dissipation and provides stiffness for the structure under minor earthquakes, while demonstrating better energy dissipation capacity under moderate to strong earthquakes. By analyzing the structural characteristics of the DYBRB, the working mechanism of this brace was obtained, the theoretical formulas for the double-yield displacement ratio and the yield bearing capacity ratio of the brace were deduced, and the main parameters affecting its design were identified. The DYBRB numerical model was established by ABAQUS, and its seismic performance was verified from three aspects: energy dissipation capacity, bearing capacity unbalance characteristics, and plastic deformation capacity. The research results showed that the DYBRB's hysteresis curve was stable, full, and symmetrical in tension and compression. The DYBRB exhibited good double-yield energy dissipation characteristics and plastic deformation capacity, enabling multi-level energy dissipation under different levels of earthquake action.

Keywords: buckling-restrained brace; double-stage yielding; double-yield displacement ratio; double-yield bearing capacity ratio; hysteresis curve; plastic deformation

^{*} 国家自然科学基金项目(52278173;51978213;52078398);黑龙江省省属本科高校基本科研业务费项目(2024-KYYWF-1043)。

第一作者:王涛,博士,教授,主要从事韧性结构抗震及结构混合试验方法的研究。

电子信箱:hitwangtao@126.com

收稿日期:2022-10-29

0 引言

防屈曲支撑(Buckling Restrained Brace, BRB)是一种拉压性能对称且大变形下不发生屈曲的承载-消能装置^[1-3],因其良好的抗震性能和优良的经济与适用性,被广泛应用于消能减震工程领域^[4-6]。

然而,传统 BRB 在多遇地震作用下,仅为结构提供刚度不提供阻尼,BRB 不仅提高了结构刚度,而且增大了地震作用,使结构构件受力和变形增大,难以保证结构“小震不坏”的水准要求^[7]。为了弥补传统 BRB 的上述缺陷,实现支撑不同地震水平作用下全阶段耗能,近年来学者们相继提出了双阶耗能支撑^[8-9]。在新建和既有建筑中,双阶耗能支撑在多遇地震下提前耗能,增加了消能减震结构总阻尼比,有利于降低结构构件受力和变形,减小结构构件截面尺寸,进而提高工程经济性^[10]。周颖等^[11]提出一种位移-速度阻尼器复合消能支撑,通过试验研究,结果表明,新型支撑滞回曲线饱满、对称,具有良好的双阶耗能特性。Li 等^[12]研发一种防屈曲支撑与金属阻尼器并联的新型二阶耗能支撑,通过对支撑进行循环加载试验研究,结果表明新型支撑构造合理,可实现多遇地震下屈服耗能。速度与位移型阻尼器并联作用可使支撑在小位移下屈服,实现支撑双阶耗能,但其构造设计相对复杂。为简化支撑构造,实现双阶耗能,胡宝琳等^[13-14]提出一种新型“类十字”双阶屈服屈曲约束支撑,为保证支撑双阶耗能,其耗能内芯屈服段的长度和截面积不同,通过试验验证了支撑及支撑结构的抗震性能,给出了影响支撑性能的参数取值范围,结果表明,新型支撑具有双阶屈服效果,不同水平地震作用下,支撑框架结构具有更好的耗能能力。Sun 等^[15]对一种新型组合式钢结构双阶屈曲约束支撑进行了试验研究,结果表明,新型支撑具有两阶段耗能特性和良好的延性。Sitler^[16]等提出一种多级屈曲约束支撑,支撑耗能单元由两块不同屈服点内芯并联组成,通过试验研究,结果表明支撑具有多级耗能能力,其恢复力近似为三线性模型。Barbagallo^[17]等采用有限元方法对一种双阶耗能支撑钢框架进行了研究,结果表明,双阶耗能支撑具有良好的多级耗能能力,可以有效防止框架结构的局部化损伤,进而提高耗能构件的延性。陈洪剑等^[18]提出一种新型双屈服点防屈曲支撑,耗能单元采用不同的屈服强度,以实现双阶耗能,通过数值模拟分析,结果表明,新型支撑滞回曲线饱满,具有良好的双阶

耗能特性。然而,此类支撑因屈服位移控制因素单一,不能实现更小屈服位移。

综合考虑支撑屈服位移多种控制因素,可实现支撑更小屈服位移,因此合理控制支撑设计参数是实现支撑双阶屈服耗能的关键。本文基于位移双控和双阶耗能思想提出一种新型双阶屈服防屈曲支撑(Double Yield Buckling Restrained Brace,简称 DYBRB),通过对 DYBRB 构造特点分析,给出支撑工作机理,推导支撑双阶屈服位移比和屈服承载力比的理论公式,得到支撑设计影响参数,根据设计影响参数建立支撑有限元模型,从滞回曲线、骨架曲线、耗能能力、承载力不平衡特性和塑性变形能力方面验证支撑构造的合理性及抗震性能。

1 DYBRB 构造及工作机理

1.1 DYBRB 构造与特点

双阶屈服防屈曲支撑(DYBRB)由内、外管、耗能内芯、约束槽钢和结构连接件五部分组成,整体构造如图 1(a)所示。内管主要由内管挡板和内管连接件构成,内管挡板特别之处在于,与外管挡板共同作用防止内管主体发生屈曲破坏,内管右侧与耗能内芯右侧通过内管连接件连接,左侧自由,具体构造如图 1(b)所示。外管主要由外管挡板和外管连接件构成,外管左侧与耗能内芯左侧通过外管连接件连接,右侧自由。外管中部设置孔槽,二级耗能内芯可自由滑动,具体构造如图 1(c)所示。约束槽钢属支撑约束机构,包含上、下两组对称槽钢,两者通过丝杠连接布置于外管两侧,可防止上下耗能内芯轴压作用下发生整体或局部屈曲,构造如图 1(d)所示。其中,一侧槽钢只受拉不受压,另一侧槽钢只受压不受拉。

支撑耗能单元由一级和二级耗能内芯构成,两级耗能内芯均包含连接段、过渡段和屈服段三部分,构造如图 1(e)和图 1(f)所示。其中,内芯左右两侧连接段通过螺栓与内、外管连接,当内外管达到外部激活位移时,耗能内芯通过拉压变形耗散能量。两级耗能内芯采用不同屈服段长度和屈服强度,以实现双阶耗能。内芯对称布置在支撑外侧,位于槽钢和外管之间,便于耗能单元后期检测与更换。

支撑两端由一组结构连接件组成,通过螺栓连接支撑和外部主体结构。左侧连接件连接在外管上,右侧连接件连接在内管上。支撑两侧受力时,

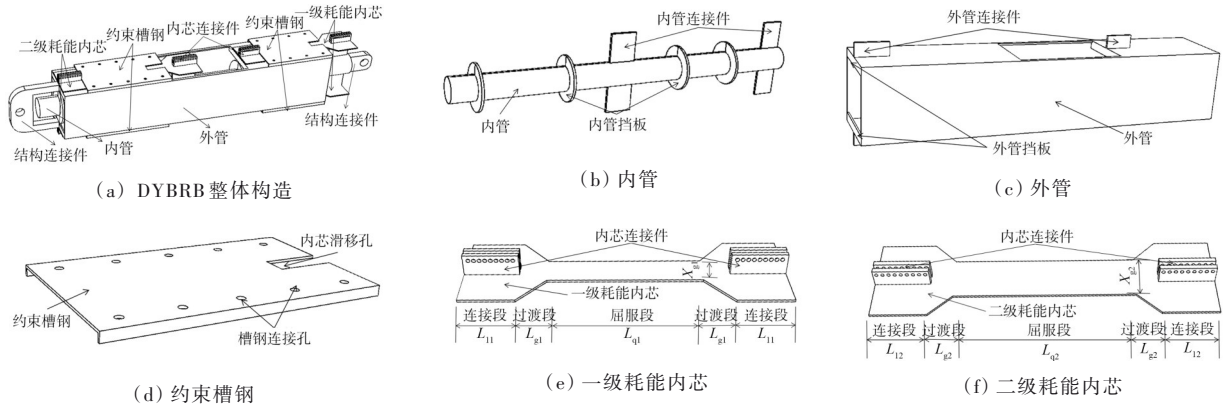


图1 DYBRB构造

Fig. 1 Details of DYBRB

内外管发生相对位移。

1.2 DYBRB 工作机理

将DYBRB力学模型简化为一级耗能内芯NX1与二级耗能内芯NX2并联的系统,如图2所示,该力学模型忽略支撑内、外管轴向变形,不考虑约束构件失效,耗能单元不发生平面外变形。

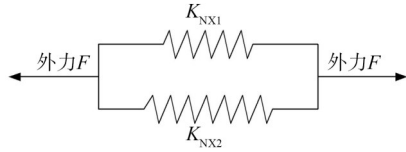


图2 DYBRB力学简化模型

Fig. 2 Mechanical simplified model of DYBRB

支撑工作机理是通过设定两级耗能内芯屈服段不同屈服位移来实现双阶屈服耗能。每级耗能单元包含上、下两部分,并对称布置,选取一侧耗能单元分析其工作机理。由图1(e)和图1(f)可知,耗能内芯由连接段、过渡段和屈服段串联而成,其弹性阶段总刚度 \$K_{tz}\$ 为:

$$K_{tz} = \frac{1}{\frac{2}{K_l} + \frac{2}{K_g} + \frac{1}{K_q}} = \frac{Et_c}{\frac{2l_l}{x_l} + \frac{2l_g}{x_g} + \frac{l_q}{x_q}} \quad (1)$$

式中: \$E\$ 为耗能单元弹性模量; \$x_l\$、\$x_g\$ 和 \$x_q\$ 分别为耗能内芯连接段、过渡段和屈服段截面宽度; \$l_l\$、\$l_g\$ 和 \$l_q\$ 分别为耗能内芯连接段、过渡段和屈服段长度; \$t_c\$ 为耗能内芯截面厚度; \$K_l\$ 为连接段刚度; \$K_g\$ 为过渡段刚度; \$K_q\$ 为屈服段刚度。\$K_l\$、\$K_g\$、\$K_q\$ 分别由式(2)计算:

$$K_l = \frac{EA_l}{l_l} = \frac{Ex_l t_c}{l_l} \quad (2a)$$

$$K_g = \frac{EA_g}{l_g} = \frac{Ex_g t_c}{l_g} \quad (2b)$$

$$K_q = \frac{EA_q}{l_q} = \frac{Ex_q t_c}{l_q} \quad (2c)$$

式中: \$A_l\$、\$A_g\$ 和 \$A_q\$ 分别为耗能内芯连接段、过渡段和屈服段横截面积。

耗能内芯屈服位移为:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_t} = \frac{f_y x_q t_c}{K_t} \quad (3)$$

式中: \$F_y\$ 为内芯轴向屈服力; \$f_y\$ 为内芯屈服强度。

由于 \$K_l \gg K_q\$ 和 \$K_g \gg K_q\$, 由式(1)可知, 式(3)可简化为:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_{tz}} = \frac{f_y x_q t_c}{K_q} = \frac{f_y l_q}{E} \quad (4)$$

由式(4)可得, 内芯屈服位移与内芯屈服段长度、屈服强度和弹性模量有关。因此, 两级并联耗能内芯选择不同屈服段长度和屈服强度, 通过位移双控产生不同屈服位移, 从而实现双阶屈服耗能支撑DYBRB。

将NX1与NX2力和位移曲线叠加可得DYBRB力和位移曲线, 如图3所示, \$\Delta_{y1}\$ 和 \$\Delta_{y2}\$ 分别为一阶和二阶屈服位移。DYBRB在不同水平地震作用下工作状态具体如下:

1) 一阶屈服阶段。支撑变形达到一阶屈服位移 \$\Delta_{y1}\$, NX1进入屈服状态, 为结构提供耗能, NX2保持弹性状态, 为结构提供刚度。

2) 二阶屈服阶段。支撑变形达到二阶屈服位移 \$\Delta_{y2}\$, NX1和NX2均处于塑性状态, 共同出力为结构提供更大耗能。

2 DYBRB设计影响参数分析

基于上节支撑工作机理的介绍, DYBRB可以通过两级耗能内芯不同屈服位移实现双阶耗能, 本节

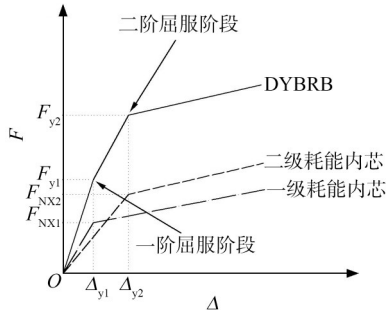


图3 DYBRB力与位移曲线

Fig. 3 Force-displacement curves of DYBRB

将根据支撑各阶段工作状态,理论推导出支撑每阶段轴向刚度、一阶和二阶屈服位移及屈服承载力,并给出新型支撑设计主要影响参数。

2.1 轴向刚度

根据上节支撑机理可知,DYBRB工作时可分为弹性、弹塑性和塑性3个阶段。并由支撑力学简化模型可得其刚度分析模型,如图4所示。通过两级耗能内芯刚度并联关系可得支撑3个工作阶段的轴向刚度,具体推导过程如下:

1)弹性阶段。NX1和NX2均处于弹性状态,支撑轴向刚度为两者刚度叠加。根据式(1)、(4)可得两级耗能内芯弹性阶段刚度 K_{t1} 和 K_{t2} 分别为:

$$K_{t1} = \frac{E_1 t_c x_{q1}}{l_{q1}} \quad (5)$$

$$K_{t2} = \frac{E_2 t_c x_{q2}}{l_{q2}} \quad (6)$$

由式(5)、(6)可得支撑弹性阶段轴向刚度 K_t 为:

$$K_t = K_{t1} + K_{t2} = \frac{E_1 A_1 l_{q2} + E_2 A_2 l_{q1}}{l_{q1} l_{q2}} \quad (7)$$

其中 $A_1 = t_c x_{q1}$ 、 $A_2 = t_c x_{q2}$

式中: x_{q1} 、 x_{q2} 、 l_{q1} 和 l_{q2} 分别为NX1、NX2屈服段截面宽度和长度。

2)弹塑性阶段。NX1进入屈服状态,芯材屈服后切线模量为 E_{t1} ,刚度由 K_{t1} 变为 K_{q1} ,NX2仍处于弹性状态,刚度为 K_{t2} 。由式(5)可得内芯屈服后刚度,

只需把“ E_1 ”换为“ E_{t1} ”,可得NX1轴向刚度 K_{q1} 为:

$$K_{q1} = \frac{E_1 \beta t_c x_{q1}}{l_{q1}} \quad (8)$$

其中 $\beta = E_{t1}/E_1$

支撑弹塑性阶段轴向刚度 K_{iq} 为:

$$K_{iq} = K_{q1} + K_{t2} = \frac{E_1 \beta A_1 l_{q2} + E_2 A_2 l_{q1}}{l_{q1} l_{q2}} \quad (9)$$

3)塑性阶段。两级耗能内芯均进入塑性状态,NX2刚度由 K_{t2} 变为 K_{q2} 。由式(8)可得NX2轴向刚度 K_{q2} 为:

$$K_{q2} = \frac{E_2 \beta t_c x_{q2}}{l_{q2}} \quad (10)$$

支撑塑性阶段轴向刚度 K_s 为:

$$K_s = K_{q1} + K_{q2} = \frac{\beta(E_1 A_1 l_{q2} + E_2 A_2 l_{q1})}{l_{q1} l_{q2}} \quad (11)$$

2.2 一阶、二阶屈服承载力与屈服位移

根据图3所示,支撑可分为一阶屈服和二阶屈服两个阶段,每个阶段对应的屈服承载力和屈服位移具体推导过程如下:

1)一阶屈服阶段。支撑屈服承载力 F_{y1} 包含两部分,一部分为NX1塑性轴力 F_{NX1} ,一部分为NX2弹性轴力 F_{NX2} 。NX1轴力 F_{NX1} 为:

$$F_{NX1} = \sigma_1 A_1 = \eta_{y1} f_{y1} A_1 \quad (12)$$

式中: σ_1 为NX1屈服段应力; f_{y1} 为NX1屈服强度; η_{y1} 为NX1超强系数。

为保证支撑承载力需求,考虑钢材包辛格效应,超强系数取值参照规范^[19-20],具体取值见表1。

表1 两级耗能内芯钢材超强系数 η_y

Table 1 Super-strength coefficients of two-stage energy dissipation core steels

钢材型号	LY100	LY160	LY225	Q235	Q355
η_y	1.1	1.1	1.1	1.25	1.1

因两级耗能内芯并联,根据变形协调原理,此时两者轴向变形位移相等,即 $\Delta_{NX1} = \Delta_{NX2}$,NX2轴力 F_{NX2} 为:

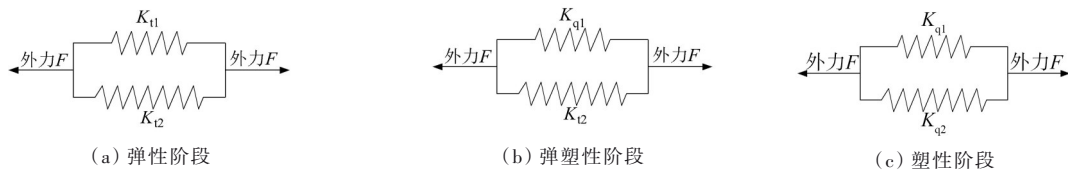


图4 DYBRB轴向刚度计算简化模型

Fig. 4 Simplified model for calculating the axial stiffness of DYBRB

$$F_{NX2} = \frac{F_{NX1} K_{t2}}{K_{t1}} = \frac{\eta_{y1} f_{y1} A_2 l_{q1} E_2}{l_{q2} E_1} \quad (13)$$

由式(12)和式(13)可得 DYBRB 一阶屈服承载力 F_{y1} 为:

$$F_{y1} = F_{NX1} + F_{NX2} = \eta_{y1} f_{y1} A_1 (1 + \alpha_{kt}) \quad (14)$$

其中 $\alpha_{kt} = K_{t2}/K_{t1}$

DYBRB 一阶屈服位移 Δ_{y1} 为:

$$\Delta_{y1} = \frac{F_{NX1} L_1}{E_1 A_1} = \frac{\eta_{y1} f_{y1} l_{q1}}{E_1} \quad (15)$$

2) 二阶屈服阶段。支撑屈服承载力 F_{y2} 包含两部分,一部分为 NX2 塑性轴力 F_{NX2}' ,一部分为 NX1 一阶和二阶塑性轴力 F_{NX1}' 。根据式(12),同理可得轴力 F_{NX2}' 为:

$$F_{NX2}' = \eta_{y2} f_{y2} A_2 \quad (16)$$

式中: f_{y2} 为 NX2 屈服强度; η_{y2} 为 NX2 超强系数。

在支撑弹塑性阶段, NX1 处于塑性状态, NX2 处于弹性状态。由图 3 可知,当 $\Delta_{y1} < \Delta < \Delta_{y2}$ 时,根据两者轴向变形率相同可得 NX1 轴力 F_{NX1}' 为:

$$F_{NX1}' = \frac{F_{NX2}' - F_{NX2}}{K_{t2}} K_{q1} + F_{NX1} \quad (17)$$

把式(12)、(13)、(16)代入式(17)可得 NX1 轴力 F_{NX1}' 为:

$$F_{NX1}' = \eta_{y1} f_{y1} A_1 (1 - \alpha_{kt1}) + \eta_{y2} f_{y2} A_2 \alpha_{kt2} \quad (18)$$

其中 $\alpha_{kt1} = K_{q1}/K_{t1}$, $\alpha_{kt2} = K_{q1}/K_{t2}$

由式(16)和式(18)可得 DYBRB 二阶屈服承载力 F_{y2} 为:

$$F_{y2} = F_{NX1}' + F_{NX2}' = \eta_{y1} f_{y1} A_1 (1 - \alpha_{kt1}) + \eta_{y2} f_{y2} A_2 (1 + \alpha_{kt2}) \quad (19)$$

同理,由式(15)可得 DYBRB 二阶屈服位移 Δ_{y2} 为:

$$\Delta_{y2} = \frac{F_{NX2} L_2}{E_2 A_2} = \frac{\eta_{y2} f_{y2} l_{q2}}{E_2} \quad (20)$$

通过对 DYBRB 各阶段刚度、屈服承载力和屈服位移的理论推导,可得出支撑滞回曲线,如图 5 所示。可知: $\Delta < \Delta_{y1}$ 时,刚度为 K_t ; $\Delta_{y1} < \Delta < \Delta_{y2}$ 时,刚度为 K_{tq} ; $\Delta > \Delta_{y2}$ 时,刚度为 K_s ;卸载段和反向加载段刚度分别为 K_t 和 K_{tq} 。

由式(15)和式(20)可得支撑二阶与一阶屈服位移比:

$$\frac{\Delta_{y2}}{\Delta_{y1}} = \frac{\eta_{y2} E_2 f_{y2} l_{q2}}{\eta_{y1} E_1 f_{y1} l_{q1}} \quad (21)$$

其中 $\beta_l = l_{q2}/l_{q1}$, $\beta_\eta = \eta_{y2}/\eta_{y1}$, $\beta_f = f_{y2}/f_{y1}$

由式(14)和式(19)可得支撑二阶与一阶屈服

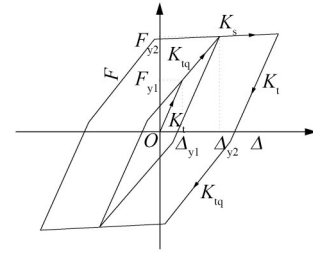


图 5 DYBRB 滞回曲线

Fig. 5 Hysteresis curves of DYBRB

承载力比:

$$\frac{F_{y2}}{F_{y1}} = \frac{(1 - \alpha_{kt1}) + \beta_\eta \beta_f \beta_A (1 + \alpha_{kt2})}{1 + \alpha_{kt}} \quad (22)$$

其中 $\beta_A = A_2/A_1$

由式(21)和式(22)可知:支撑双阶屈服位移比主要与两级耗能内芯屈服段强度比 β_f 和长度比 β_l 有关;支撑双阶屈服承载力比主要与两级耗能内芯屈服段强度比 β_f 、截面积比 β_A 、刚度比 α_{kt1} 、 α_{kt2} 和 α_{kt} 有关。因此,合理控制支撑 β_l 、 β_A 和 β_f 三个主要参数,即可设计出具有两阶不同屈服位移和屈服承载力的 DYBRB。

3 DYBRB 抗震性能分析

为验证 DYBRB 构造合理性、设计影响参数正确性,采用有限元软件 ABAQUS 进行数值模拟。通过上述设计影响参数建立 3 组不同构造的支撑有限元模型,并将各组传统 BRB 与 DYBRB 的有限元结果对比分析,验证 DYBRB 抗震性能。

3.1 模型设计

设计 3 组支撑,每组支撑包含 DYBRB 和 BRB 两种类型,支撑构造类似且具有相同承载力,其中 BRB 两侧内芯参数相同,均选取 DYBRB 二级耗能内芯参数。3 种 DYBRB 长度比 β_l 均取 1.37,屈服强度比 β_f 分别取 1.84、2.70 和 1.84,截面积比 β_A 分别取 0.5、0.75 和 0.5。当 β_l 、 β_f 和 β_A 均取 1 时,支撑由 DYBRB 变为 BRB。

第一组为对照组,支撑长度为 2 m,承载力为 888 kN;第二组与第一组支撑具有不同承载力,支撑长度为 2 m,承载力为 1022 kN;第三组与第一组支撑具有不同长度,支撑长度为 4 m,承载力为 888 kN,具体设计参数如表 2 所示。

3.2 模型建立与分析

3.2.1 模型单元和材料本构

为提高模型计算效率和收敛性,支撑模型各构

表 2 支撑设计参数

Table 2 Design parameters of braces						
支撑类型	f_{y1}/MPa	f_{y2}/MPa	l_{q1}/mm	l_{q2}/mm	A_1/mm^2	A_2/mm^2
DYBRB-I	128	235	613	841	1000	2000
BRB-I	235	235	841	841	1202	1202
DYBRB-II	128	345	613	841	1500	2000
BRB-II	345	345	841	841	1280	1280
DYBRB-III	128	235	1226	1682	1000	2000
BRB-III	235	235	1682	1682	1202	1202

件均采用壳体,具体如图 6 所示。其中,内、外管和约束槽钢刚度远大于其他构件刚度,均采用离散刚体单元 R3D4;两级耗能内芯均采用三维壳单元 S4R,选取金属材料 combine 硬化模型。NX1 采用低屈服点钢 LYP100,内芯弹性模量 $E_1=200\text{ GPa}$,塑性切线模量 $E_{t1}=0.02E_1$,泊松比 $\nu=0.3$ 。NX2 采用 Q235 钢和 Q355 钢,内芯弹性模量均为 $E_2=206\text{ GPa}$,塑性切线模量均为 $E_{t2}=0.02E_2$,泊松比均为 $\nu=0.3$ 。两级耗能内芯采用文献[9, 21-22]中材料本构模型。

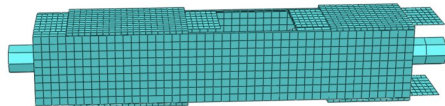


图 6 DYBRB 有限元模型

Fig. 6 Finite element model of DYBRB

3.2.2 构件相互作用

为简化支撑计算,两级耗能内芯左端与外管连接处通过 Tie 绑定,设定位置公差为 5 mm;两级耗能内芯右端连接处与内管作耦合处理,设定耦合轴向自由度,耦合点为内管参考点即位移加载点。采用有限滑移理论定义内芯与约束槽钢、外管之间的接触属性,模拟三者的相互作用。相互作用分为切向和法向作用,三者之间不产生穿透行为,法向作用采用硬接触,允许构件接触后分离;三者相对运动方向均为轴向,切向作用采用 Penalty-algorithms 罚函数,各项同性,摩擦系数设定为 0.3。忽略丝杠与约束槽钢作用,对内芯和约束槽钢建立方程约束,防止内芯发生屈曲。

3.2.3 边界条件和加载制度

模型简化了支撑与外部结构相互作用,外管参考点为加载固定端,限制其水平和转动自由度;内管参考点为加载端,限制其水平和转动自由度,并在轴向上进行外部加载。为了提高模型计算效率

和直观反映支撑双阶屈服特性,加载制度采用低周往复位移加载,加载幅值分别为 Δ_{y1} 、 Δ_{y2} 、 $L/300$ 、 $L/200$ 、 $L/150$ 和 $L/100$,每级幅值下加载 2 圈,其中 L 为支撑长度。

3.3 建模方法验证

选取 DYBRB-I 前 6 圈加载幅值下的理论分析结果与有限元模拟结果进行对比分析,验证上述有限元建模方法的合理性及准确性。由图 7 可看出,有限元模拟与理论分析计算的滞回曲线受拉或受压一侧都能较好吻合,表明本文有限元建模方法合理,能较准确模拟 DYBRB 低周往复加载下的抗震性能。其中,有限元模拟过程中考虑了各构件之间摩擦作用,导致结果较理论分析偏大。

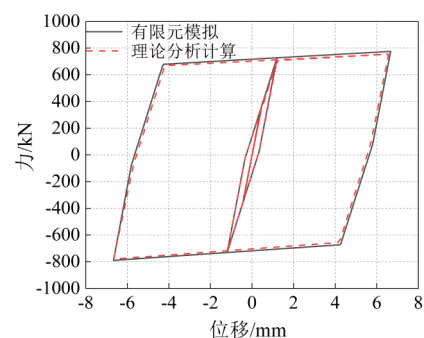


图 7 有限元与理论值对比

Fig. 7 Comparisons of finite element analysis and theoretical values

3.4 支撑抗震性能分析

本节从滞回曲线、骨架曲线、耗能能力、承载力不平衡特性和塑性变形能力方面对 DYBRB 抗震性能进行综合评价。

3.4.1 滞回曲线及骨架曲线

3 组支撑滞回曲线和骨架曲线如图 8(a)、(d)、(g) 所示,图中,正向为受拉,负向为受压。可知,各组支撑滞回曲线形状饱满、稳定,等幅值加载下滞回环基本重合,具有稳定的滞回性能。各组支撑滞回曲线相似,表明该新型支撑对于不同长度和承载力的支撑均具有良好适用性和双阶耗能特性。

图 8(b)、图 8(e) 和图 8(h) 分别为各组支撑前 6 圈滞回曲线。可知,与传统 BRB 相比, DYBRB 滞回曲线形状由四边形变为六边形,在加载幅值为 Δ_{y2} 时,形状由一条直线变为梭形滞回环,由此表明, DYBRB 达到一阶屈服位移提前进入屈服耗能,在二阶屈服位移下耗能能力进一步增加。

图 8(c)、8(f) 和 8(i) 分别为各组支撑骨架曲线。可知:与传统 BRB 相比, DYBRB 骨架曲线由双折线

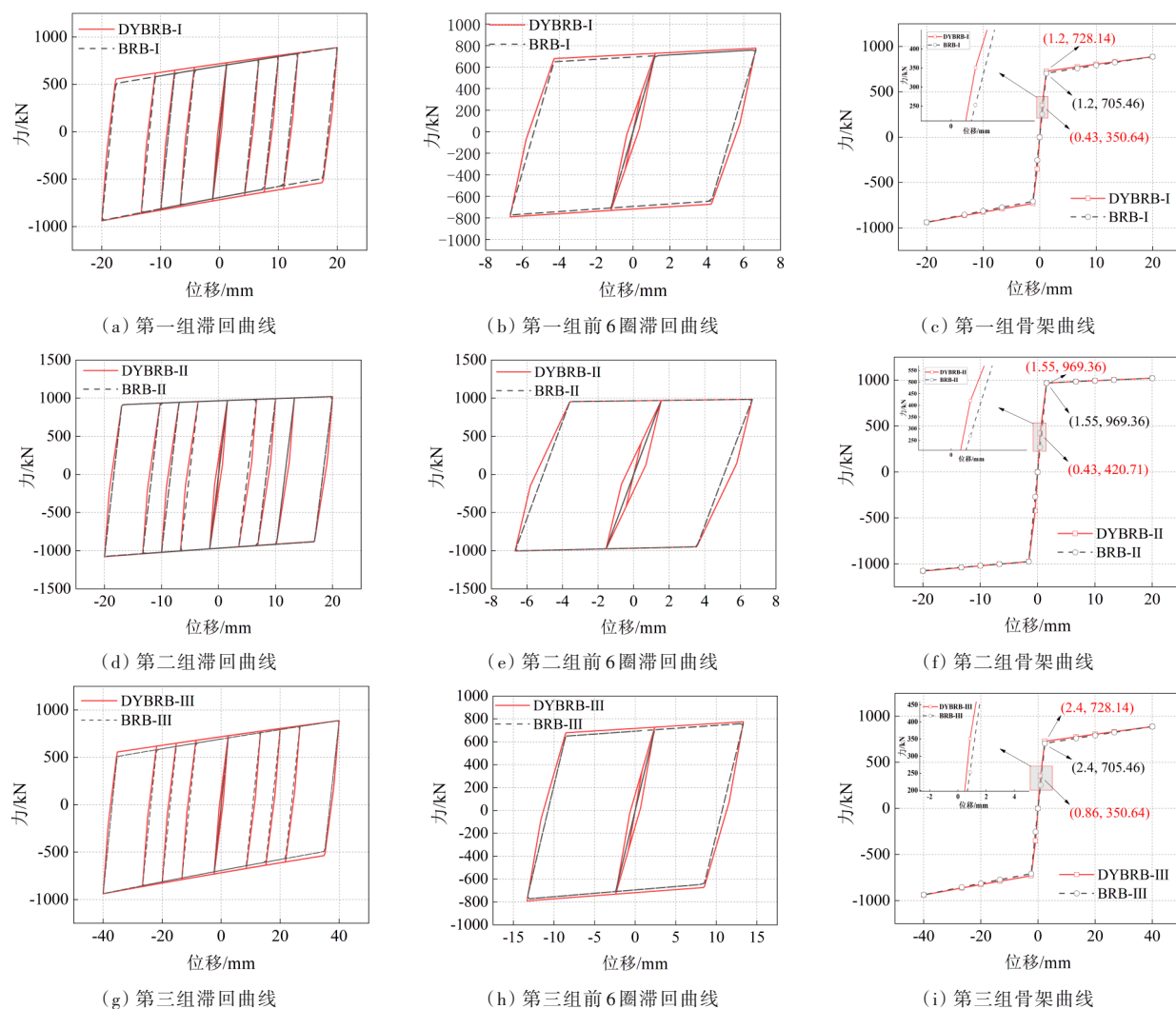


图8 支撑滞回曲线与骨架曲线

Fig. 8 Hysteresis curves and skeleton curves of braces

变为三折线,具有明显的双阶屈服特性;屈服位移分别降低约 64.17%、72.26% 和 64.17%,初始刚度分别增加约 38.71%、56.45% 和 38.71%。由此表明,DYBRB 具有更小屈服位移的同时,拥有更大初始刚度。

3.4.2 耗能能力

1) 单圈耗能。支撑的单圈耗能 E_D 可通过对滞回曲线单圈面积积分获得,选取各组支撑每级加载幅值的第二圈面积计算,具体结果如图 9 所示。可知:在加载幅值为 Δ_{y2} 时,即多遇地震作用限值范围,传统 BRB 耗能均为 0,而 DYBRB 耗能各组分别可达 0.43、0.94、0.86 kJ,表明 DYBRB 能够在多遇地震作用下提前屈服耗能;随着加载幅值增加,DYBRB 耗能均大于传统 BRB,在加载幅值为 $L/100$ 时,即罕遇地震作用限制范围,相比传统 BRB,DYBRB 的耗

能分别增加 4.31%、1.29% 和 4.31%,表明 DYBRB 罕遇地震作用下具有更优耗能。

2) 能量耗散系数。由 JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验规程》^[23] 可知,通常用能量耗散系数 H_E 来评价支撑耗能能力,即 $H_E = A_1/A_2$,其中 A_1 表示每级幅值下第二圈滞回环包含的面积, A_2 表示每级幅值下第二圈最大位移处割线刚度包含的面积, H_E 越大,表明耗能能力越大,3 组支撑能量耗散系数如图 10 所示。

可知:在加载幅值为 Δ_{y2} 之前,传统 BRB 能量耗散系数为 0,表明其多遇地震作用下保持弹性不耗能,而 DYBRB 能量耗散系数逐渐增加,在 Δ_{y2} 下最高可达 0.6 左右,表明 DYBRB 多遇地震作用下具有良好耗能能力;随着加载幅值增加,相比传统 BRB,DYBRB 能量耗散系数整体偏大,在加载幅值 $L/100$

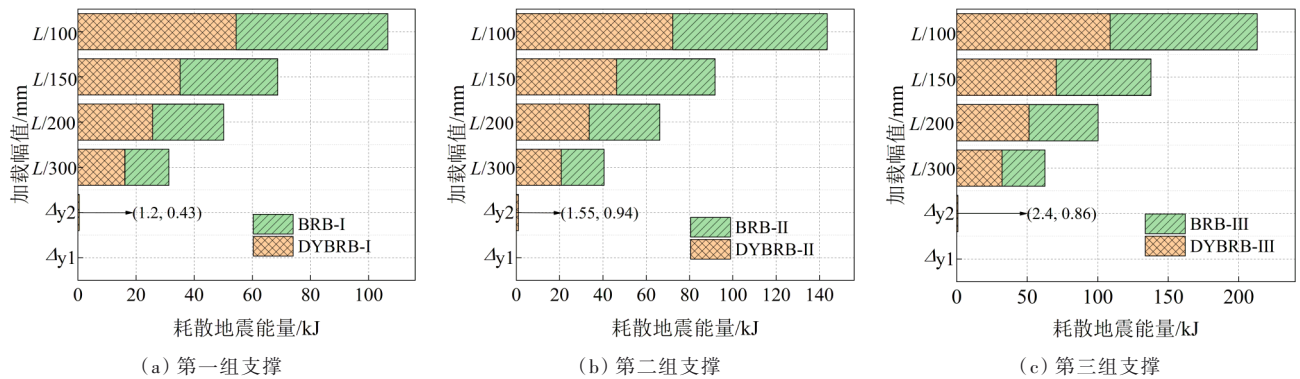


图9 支撑耗散地震能量

Fig. 9 Seismic energy dissipation of braces

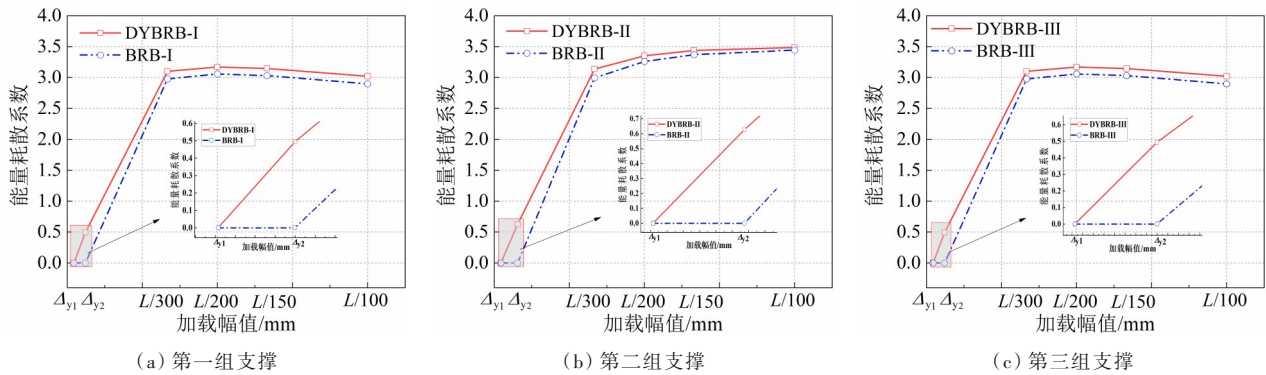


图10 支撑能量耗散系数

Fig. 10 Energy dissipation coefficients of braces

下最高增加约 4.28%, 表明 DYBRB 在罕遇地震作用下拥有更强耗能能力。

3) 等效黏滞阻尼比。等效黏滞阻尼比是评价消能减震装置耗能能力的一个重要指标, 根据 GB/T 50011—2010《建筑抗震设计标准》可知其表达式为:

$$\xi = \frac{W_e}{4\pi W_s} = \frac{A_r}{2\pi F_{\max} \Delta_{\max}} \quad (23)$$

式中: W_e 为支撑加载循环一周所耗能量; W_s 为弹性总应变能; A_r 为每级幅值第二圈滞回环面积; $F_{\max}$ 、 $\Delta_{\max}$ 分别为每级幅值下最大荷载和位移。

将各组支撑模拟结果代入式(23)中可得等效黏滞阻尼比, 如图 11 所示。可知, 在加载幅值为 Δ_{y2} 之前, 传统 BRB 等效黏滞阻尼比为 0, 表明其多遇地震作用下保持弹性不耗能, 而 DYBRB 等效黏滞阻尼比逐渐增加, 在 Δ_{y2} 下最高可达 0.1 左右, 表明 DYBRB 多遇地震作用下屈服耗能为结构提供附加阻尼; 随着加载幅值增加, 相比传统 BRB, DYBRB 等效黏滞阻尼比整体偏大, 在加载幅值 $L/100$ 下最高

增加约 4.28%, 表明 DYBRB 罕遇地震作用下能够为结构提供更多附加阻尼。

综上, 由支撑单圈耗能、能量耗散系数和等效黏滞阻尼比可知, DYBRB 在多遇地震作用下能够提前进入屈服耗能, 罕遇地震作用下能够提供更多附加阻尼, 实现了支撑不同水平地震作用下的双阶耗能。

3.4.3 承载能力不平衡特性

支撑各构件间实际工作中会产生相互运动、碰撞和冲击, 存在相互摩擦作用, 造成支撑加载过程中最大压力大于最大拉力。拉压承载力不平衡会影响支撑稳定耗能能力, 当拉压荷载数值相差较大, 导致支撑与外部结构连接节点先于支撑破坏, 使支撑难以发挥耗能作用。支撑拉压不平衡特性可由拉压不平衡系数 $\beta^{[11]}$ 表示:

$$\beta = \max(P_{\max}^i / T_{\max}^i) \quad (24)$$

式中: $P_{\max}^i$ 和 $T_{\max}^i$ 分别表示滞回曲线等级幅值下第 i 圈中轴压力和轴拉力最大值。

其中 β 值越大, 表明支撑拉压承载力不平衡

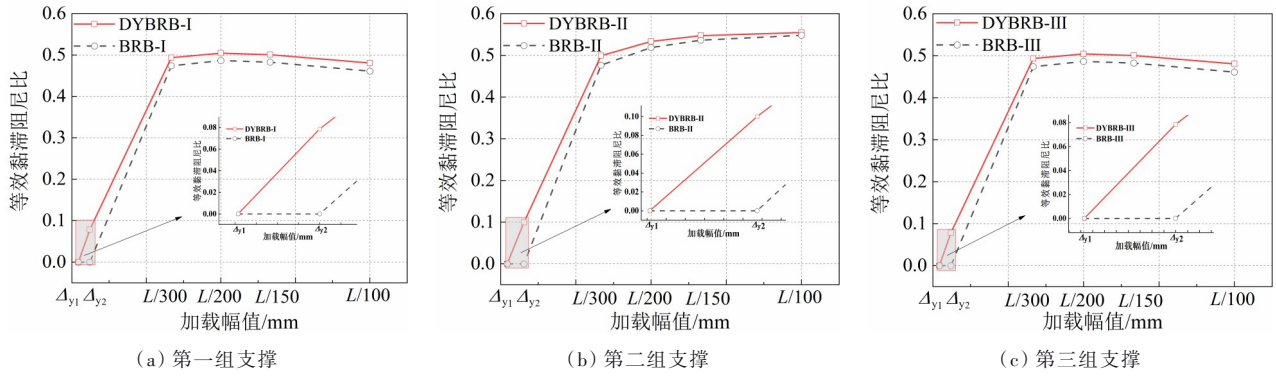


图 11 支撑等效黏滞阻尼比
Fig. 11 Equivalent damping ratios of braces

特性越显著,支撑与外部结构连接节点越易破坏。把各组支撑有限元模拟结果代入式(24)可得拉压不平衡系数,具体如图 12 所示。可知,整个加载过程中,各组支撑均满足美国 ANSI/AISC 341-10^[24]的要求,即该系数不大于 1.3。由此表明,DYBRB 构造合理,具有较好的拉压对称性能,可忽略各构件间摩擦力作用。

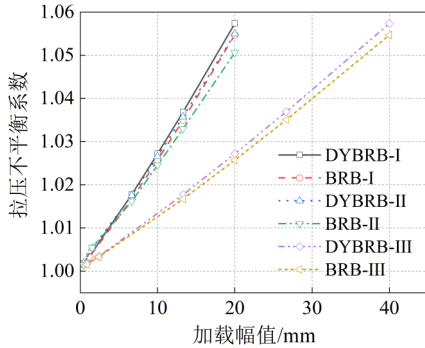


图 12 支撑拉压不平衡系数
Fig. 12 Tension-compression asymmetry factors of braces

3.4.4 塑性变形能力

支撑的塑性变形能力^[25]可由延性系数 μ 和累积塑性变形 (Cumulative Plastic Deformation, 简称 CPD) 参数 D_{CP} 来评判, μ 反映支撑破坏前承载力无明显下降期间的变形能力, D_{CP} 反映支撑的累积塑性变形能力和耗能能力。两种参数表达式^[26]为:

$$\mu = \frac{|\delta_{cmax,imax}|}{\delta_{yc}} \quad (25a)$$

$$D_{CP} = \sum \left[\frac{2(|\Delta_{cmax}|_i + |\Delta_{imax}|_i)}{\Delta_{yc}} - 4 \right] \quad (25b)$$

式中: δ_{cmax} 和 δ_{imax} 分别为试件破坏前受压或受拉最大轴向位移; δ_{yc} 和 Δ_{yc} 为支撑屈服位移; Δ_{cmax} 和 Δ_{imax} 分别为支撑破坏前第 i 圈正负位移幅值。

将各组支撑模拟结果代入式(25)可得 μ 及 D_{CP} ,具体如表 3 所示。可知:各组 DYBRB 延性系数均为 46.51,较传统 BRB 最高增大 2.61 倍,满足 Iwata 等^[27]在日本加速度峰值为 403 cm/s²(相当于中国规范 8 度 0.2g 罕遇地震加速度)的 L2 地震动作用下研究得到防屈曲支撑 μ 为 7.2 的需求;各组 DYBRB 塑性变形参数均为 456.28,较传统 BRB 最高增大 3.14 倍,满足美国 ANSI/AISC 341-16^[28]规定的 $D_{CP} \geq 200$ 要求。由此表明,DYBRB 具有良好的塑性变形能力和累积耗能能力。

表 3 支撑延性系数及累积塑性变形参数
Table 3 Ductility coefficients and cumulative plastic deformation parameters of braces

支撑类型	δ_{yc}/mm	δ_{cmax}/mm	μ	Δ_{yc}/mm	D_{CP}
DYBRB-I	0.43	20	46.51	0.43	456.28
BRB-I	1.20	20	16.67	1.20	148.09
DYBRB-II	0.43	20	46.51	0.43	456.28
BRB-II	1.55	20	12.90	1.55	110.14
DYBRB-III	0.86	40	46.51	0.86	456.28
BRB-III	2.40	40	16.67	2.40	148.09

4 结束语

本文提出一种新型双阶屈服防屈曲支撑,结合理论分析给出支撑设计影响参数,通过数值模拟验证支撑设计参数正确性及抗震性能优越性,得出以下主要结论:

- 1) 通过对 DYBRB 工作机理分析,推导出支撑双阶屈服位移比和屈服承载力比理论公式,得到了支撑设计主要影响参数,分别为:两级耗能内芯屈服段强度比 β_f 、长度比 β_l 和截面积比 β_A 。
- 2) 与传统 BRB 相比,DYBRB 不仅具有更小屈

服位移,而且拥有更大初始刚度,滞回曲线呈六边形,骨架曲线近似为三折线,具有明显的双阶耗能特性;屈服位移最高可减少 64.17%,初始刚度最高可增加 56.45%。

3)与传统 BRB 相比,DYBRB 在多遇地震作用下提前进入屈服耗能,罕遇地震作用下提供更多附加阻尼,加载幅值为 Δ_{y2} 时,能量耗散系数和等效黏滞阻尼比最高可分别达到 0.6 和 0.1;加载幅值为 $L/100$ 时,能量耗散系数和等效黏滞阻尼比最高均可增加 4.28%。

4)与传统 BRB 相比,DYBRB 具有较好的拉压对称性能、塑性变形能力和累积耗能能力,延性系数和累积塑性变形参数最高可分别增大 2.61 倍和 3.14 倍。

参 考 文 献

- [1] WATANABE A, HITOMI Y, SAEKI E, et al. Properties of brace encased in buckling-restraining concrete and steel tube [C]// Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering. Tokyo-Kyoto: 1988.
- [2] 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.
- [3] 汪家铭,中岛正爱,陆烨. 屈曲约束支撑体系的应用与研究进展(I) [J]. 建筑钢结构进展,2005,7(1):1-12.
- [4] 邓雪松,陈真,周云. 开孔三重钢管防屈曲耗能支撑性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(6):42-49.
- [5] 李国强,胡宝琳,孙飞飞,等. 国产 TJI 型屈曲约束支撑的研制与试验[J]. 同济大学学报(自然科学版),2011,39(5):631-636.
- [6] 张爱林,封晓龙,刘学春. H 型钢芯自复位防屈曲支撑抗震性能研究[J]. 工业建筑,2017,47(3):25-30,69.
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [8] 张哲,周童童,邓恩峰,等. 双阶屈服屈曲约束支撑混凝土框架结构抗震性能研究[J]. 建筑结构,2021,51(18):106-111.
- [9] 余小鹏. “工形”芯板二阶段屈服防屈曲耗能支撑性能及设计方法研究[D]. 西安:长安大学,2017.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑消能减震技术规程:JGJ 297—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [11] 周颖,胡擎,吴日利. 复合消能支撑的抗震性能试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版),2018,49(7):1726-1733.
- [12] LI G, Y SUN, J JIANG, et al. Experimental study on two-level yielding buckling restrained braces[J]. Constr. Steel Res., 2019 (159):260-269.
- [13] 胡宝琳,徐庆. “类十字”双阶屈服屈曲约束支撑理论研究与数值分析[J]. 建筑钢结构进展,2022,24(1):98-107.
- [14] HU B L, MIN Y, WANG C, et al. Design, analysis and application of the double-stage yield buckling restrained brace. [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 48, 103980.
- [15] SUN J, PAN P, WANG H. Development and experimental validation of an assembled steel double-stage yield buckling restrained brace [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 145(6):330-340.
- [16] SITLER B, TAKEUCHI T, MATSUI R, et al. Experimental investigation of a multistage buckling-restrained brace[J]. Engineering structures, 2020(15):484-497.
- [17] BARBAGALLO F, BOSCO M, MARINO E. M., et al. Rossi, Achieving a more effective concentric braced frame by the double-stage yield BRB [J]. Engineering Structures, 2019, 186:484-497.
- [18] 陈洪剑,王曙光,瞿雨舟,等. 双屈服点一字形全钢防屈曲支撑数值模拟分析[J]. 钢结构,2017,32(2):15-20.
- [19] 中国工程建设标准化协会. 低屈服点钢应用技术规程:T/CECS 860—2021[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2021.
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2018.
- [21] 宋中霜. 低屈服点钢剪切板阻尼器耗能性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2013.
- [22] 王珣. 低屈服点钢设计指标及材料性能研究[D]. 北京:北京交通大学,2017.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验规程:JGJ/T 101—2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [24] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-10 [S]. Chicago: AISC, 2010.
- [25] 曾聪,张翼飞,许国山,等. T 型内芯防屈曲支撑的拟静力滞回性能试验研究[J]. 工程力学,2021,38(9):124-132,181.
- [26] 周云,龚晨,陈清祥,等. 开孔钢板装配式屈曲约束支撑减震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2016,37(8):101-107.
- [27] IWATA M, KATOH T, WADA A. Performance evaluation of buckling-restrained braces on damage controlled structure [J]. Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), 2002, 67(552):101-108.
- [28] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-16 [S]. Chicago: AISC, 2016.