

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2022.101



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



梁端加强板构造对可更换耗能梁段受力性能的影响

熊礼全¹, 潘星月¹, 门进杰², 程龙飞¹, 熊智海³

(1. 重庆三峡学院 土木工程学院, 重庆 404120; 2. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055;
3. 重庆市万州区住房和城乡建设服务中心, 重庆 404199)

摘要: 为了改善可更换结构体系中可更换耗能构件的受力性能, 提出一种梁端端板螺栓+加强板连接构造的可更换耗能梁构件。设计并制作了2个足尺的剪切屈服型可更换耗能梁试件, 对其进行拟静力反复加载试验, 并采用ABAQUS软件进行有限元模拟分析, 探讨梁端连接构造对可更换耗能梁破坏模式、承载力、梁端塑性应变等特征的影响。试验结果表明: 试件的破坏模式为腹板-加劲肋焊缝断裂或翼缘-端板焊缝断裂, 试件具有良好的承载力和耗能能力; 梁端加强板构造能有效转移梁端翼缘-端板焊缝区域的塑性应变, 避免构件提前发生翼缘-端板焊缝断裂, 导致无法满足其变形和震后可更换需求; 有限元模拟结果与试验结果吻合较好, 验证了有限元模型的有效性。对5类梁端加强板构造模型进行非线性分析, 结果表明, 该类梁端构造均能改善梁端翼缘-端板焊缝区域应力集中现象, 优化其受力特征。提出可更换耗能梁梁端端板螺栓+加强板构造的设计方法, 并通过有限元模型验证了其可行性。

关键词: 可更换耗能梁; 加强板构造; 拟静力试验; 有限元分析; 设计方法

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2023)05-0161-12

Mechanical performance of the replaceable like with different end web stiffeners

XIONG Liquan¹, PAN Xingyue¹, MEN Jinjie², CHENG Longfei¹, XIONG Zhihai³

(1. School of Civil Engineering, Chongqing Three Gorges College, Chongqing 404120, P. R. China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China;

3. Service Center of Housing and Urban-Rural Development of Wanzhou, Chongqing 404120, P. R. China)

Abstract: In order to improve the mechanical property of the replaceable links in structural system with replaceable members, a novel type of the replaceable link with bolted end plate connection and end web stiffeners was proposed. The quasi-static test on two full-scale replaceable links was carried out and the finite element simulation analysis of the models was conducted using ABAQUS software to evaluate the influence of the stiffener configurations at the end of link flanges on the failure mode, bearing capacity, flange plastic strain. The test results show that all specimens yielded in shear, followed by two types of failure modes, i. e., web-to-stiffener weld tear and fracture at the flange-to-end plate welds, those of which showed a stable bearing strength

收稿日期: 2022-04-27

基金项目: 重庆市自然科学基金(cstc2019jcyj-msxmX0826); 重庆市教委项目(KJQN201901214、KJQN202001202)

作者简介: 熊礼全(1988-), 男, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构抗震研究, E-mail: xiongliquan2013@126.com.

Received: 2022-04-27

Foundation items: Natural Science Foundation of Chongqing (No. cstc2019jcyj-msxmX0826); Science and Technology Research Program of Chongqing Municipal Education Commission (No. KJQN201901214, KJQN202001202)

Author brief: XIONG Liquan (1988-), PhD, main research interest: reinforced concrete and steel composite structure, E-mail: xiongliquan2013@126.com.

and excellent energy dissipation behavior. Meanwhile, the specimen with end web stiffeners was effective in shifting plastic flange strains away from the flange-to-end plate welds to sustain ductile inelastic deformation and replaceability under cyclic loading. The finite element simulation results were in good agreement with the experimental results, which verified the validity of the finite element model. Features of the plastic strains of these modes indicated that five end stiffener configurations shifted flange plastic strains caused by link deformation away from the welds to strength the seismic performance. Finally, the proposed formula for the replaceable link with bolted end plate connection and end web stiffeners was recommended, and the feasibility of design method was verified.

Keywords: replaceable shear link; end web stiffeners; quasi-static test; finite element analysis; design method

传统工程结构抗震设计理念是防止强震作用下结构倒塌、避免人员伤亡。然而,地震作用下建筑结构梁、柱等构件的损伤和残余变形会导致结构难以修复,从而失去使用功能^[1],严重影响人们的正常生活。因此,从20世纪90年代开始,可恢复功能结构体系受到学者和工程师的广泛关注,工程结构的抗震设计理念逐渐从防止结构倒塌转向结构功能可维持、可恢复^[2-3]。目前,可恢复功能结构体系主要包括摇摆结构、可更换结构和自复位结构^[4]。与其他结构相比,可更换结构体系具有震后主体结构损伤与残余变形小、损伤部位可更换^[5]、设计理念明确、设计方法简单的特征,在剪力墙、偏心支撑框架、组合框架等结构中应用广泛^[3,6-7],也是未来震后可恢复功能结构体系的发展方向之一。

可更换结构体系是指通过结构特定部位削弱或在该部位设置耗能构件,将削弱部位或耗能构件作为可更换构件,并与主体结构采用可拆卸构造连接,在预期地震作用下,可更换构件能够实现集中损伤耗能,保护主体结构不受损伤或者轻微损伤,地震作用后,更换损伤的耗能构件,快速恢复结构预定功能。其中,可更换耗能构件合理的地震损伤模式和梁端连接构造的可拆卸能力是实现可更换结构体系震后功能可恢复的关键。影响可更换耗能构件地震损伤模式的因素较多,包括长度系数、构件截面、加劲肋、楼板等方面。其中,试件的长度系数 $e/(M_p/V_p)$ 影响显著, e 为试件的长度, M_p 、 V_p 分别为试件全截面屈服弯矩和屈服剪切强度。Hjelmstad等^[8]、Malley等^[9]对偏心支撑框架中连梁的受力性能进行了研究,结果表明,根据长度系数的不同,试件分为剪切屈服型、弯剪屈服型和弯曲屈服型,这一研究成果被大多数学者和规范所采纳^[7-10]。2001年,“可更换”概念首先应用于桥梁工程中的塔杆连梁^[11],之后,可更换结构的抗震理念迅速得到工程师的认可与重视。在不同可更换结构体系中,由于可更换耗能构件的梁端约束程度不同,长度系数对试件的变形能力、承载力、耗能能力等

抗震性能的影响有所差别^[12-15],与其他屈服型试件相比,剪切屈服型试件的塑性变形和耗能能力更优。为了避免可更换耗能构件提前出现扭曲、腹板屈曲等损伤,对构件的翼缘与腹板宽厚比限值^[10,16]、加劲肋类型^[17-18]等构造进行了规定。已有研究表明^[12,19-20],楼板对可更换耗能构件的承载力、刚度、变形能力有一定影响。为了实现损伤构件的震后可更换,可更换耗能构件梁端采用了端板螺栓连接、拼接板连接、梁端腹板连接、梁端T形构造连接等可拆卸连接构造^[7,12,15,20-23],不同连接构造均能实现损伤构件震后可拆卸、更换,实现构件层面的功能可恢复。其中,端板螺栓连接的可更换耗能构件具有传力可靠、设计简单、易于拆卸的特点,然而其连接构造容易产生梁端翼缘-端板焊缝断裂破坏^[22-23],导致构件无法满足其变形需求,震后损伤构件拆卸困难等问题。为改变这一现象,需对可更换耗能构件的梁端端板螺栓连接构造进行优化,对其受力行为和设计方法进行深入研究。

带可更换构件的连肢框架结构体系^[24-25]能够实现“小震不坏、中震可更换、大震不倒塌”的抗震设防目标,属于震后功能可恢复结构,如图1所示。由图1可知,耗能框架由双连肢钢柱、短钢梁组成,主要承担水平荷载。其中,短钢梁为耗能构件,在地震作用下首先集中塑性损伤耗散地震能量,震后更换新的构件即可恢复建筑结构预期使用功能;常规框架通常为钢框架^[25]、钢-混凝土框架^[24]或混凝土框架,主要承担竖向荷载和部分水平荷载。该结构体系采用能力设计法,通过合理设计控制耗能框架与常规框架单元的刚度和承载力,使预期地震作用下结构的塑性变形和损伤集中于可更换耗能梁段。与带可更换耗能构件的剪力墙结构和偏心支撑结构相比,耗能框架单元中的可更换耗能梁约束程度明显不同,且构件的可更换特征也有差别。因此,有必要对此类耗能梁段的抗震性能和梁端连接构造进行研究。鉴于此,笔者对2个可更换耗能梁试件进行拟静力试验研究和有限元模拟分析,探讨梁端腹板加强板构造对可更换耗能梁的破坏特征、承

载力、变形能力等的影响,研究梁端腹板平行焊接的加强板构造对梁端翼缘-端板焊缝塑性应变的影响规律,并提出适用于该类梁端构造的受剪承载力计算公式和设计建议。

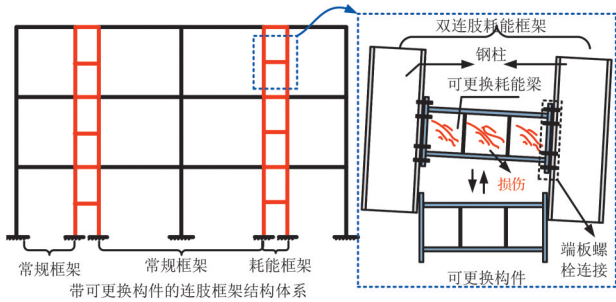


图1 可更换耗能梁

Fig. 1 Replaceable steel beam

1 可更换耗能梁的构造及性能分析

1.1 试件设计

以一栋抗震设防烈度为8度的多层带可更换耗能构件的混合框架结构为工程背景^[26]。该建筑共3层,结构总高度为9.0 m,建筑平面为30.0 m×16.5 m。该结构中耗能框架为双连肢钢柱和可更换耗能短梁,常规框架为钢筋混凝土柱-钢梁组合框架,结构的侧向抗侧力单元类似于图1所示结构。以该结构中可更换耗能短梁为原型,试验包括2个可更换耗能梁试件,分别采用端板螺栓连接和端板螺栓+腹板加强板连接,图2为试件的几何尺寸与构造。双连肢钢柱的截面尺寸为H600 mm×400 mm×18 mm×25 mm。

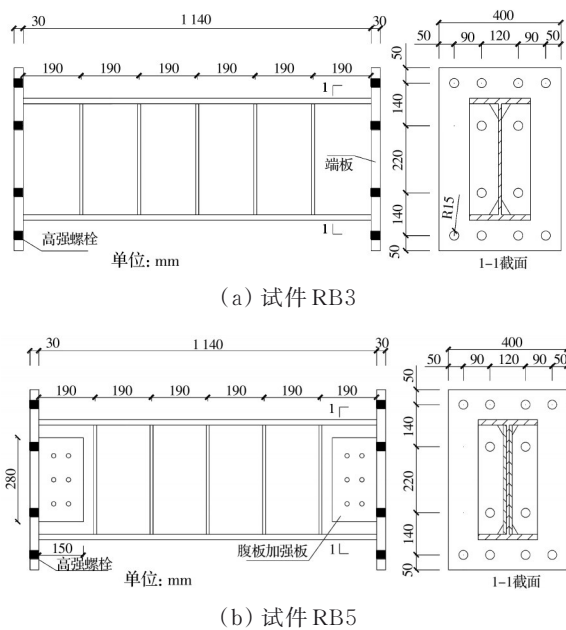


图2 试件几何尺寸和构造

Fig. 2 Dimensions and details of specimens

如图2所示,除试件RB5设置了腹板加强板构造外,两试件的其他设计参数均完全相同。试件采用H型组合截面,截面尺寸为400 mm×200 mm×10 mm×18 mm,截面的翼缘宽厚比和腹板的高宽比分别为5.3、36.4,满足美国规范AISC 341-16^[10]和中国抗震规范^[27]限值,试件设计为剪切屈服型,长度系数等于1.05。为避免往复荷载作用下试件翼缘、腹板和加劲肋交汇处焊接热影响区过早开裂,加劲肋与腹板、翼缘连接区域部分切割后焊接。试件RB5梁端腹板设置4个加强板构造,截面尺寸为150 mm×280 mm×10 mm,与腹板四面角焊缝连接,为了保证加强板与腹板焊接的可靠性,设置多个塞焊孔。

1.2 材料性能

试件的翼缘与腹板分别采用Q345钢、Q235钢,梁端端板、加劲肋、加强板均为Q235钢,钢柱材料选用Q345钢。表1给出了耗能梁段钢材单调拉伸材性试验得到的力学性能。

表1 钢材性能

Table 1 Material properties for steel

钢材类型	厚度 t /mm	f_y /MPa	f_u /MPa	$E_s/10^5$ MPa
Q235	10	291.7	441.7	2.11
Q345	18	391.7	538.3	1.99

1.3 试验加载和测量

试验的加载装置如图3所示。耗能梁与双连肢钢柱采用端板高强螺栓连接,钢柱下端与地梁采用铰接连接,上端与加载横梁连接。水平荷载由1000 kN电液伺服作动器施加,为了避免加载装置的侧向位移,设置了侧向支撑。测量内容包括位移、荷载和应变。在试件翼缘、腹板、加劲肋中均布置应变片和应变花,测量钢梁的应变;在试件梁端分别布置交叉位

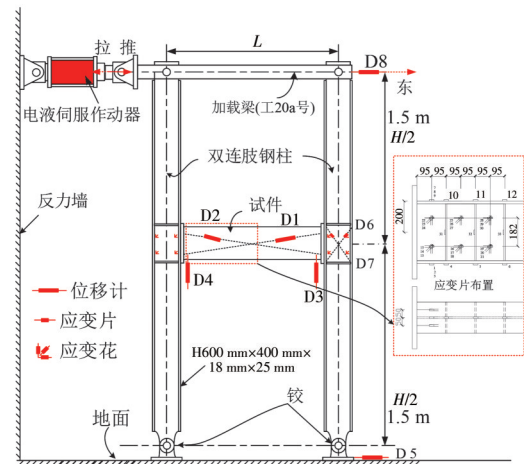


图3 加载装置与测量

Fig. 3 Test setup and instrumentation

移计和竖向位移计,测量剪切位移和竖向位移。

试验采用位移加载,试件的加载制度如图4所示。其中,试件的剪切变形与作动器顶点位移的几何关系满足式(1)和式(2),即

$$\gamma e = L\theta, \Delta = H\theta \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{L\Delta}{He} \quad (2)$$

式中: γ 为试件的剪切变形; e 为耗能梁的长度; H 为框架的层高; L 为耗能框架的跨度; Δ 为柱顶作动器的加载位移; θ 为钢柱的转角。试件的剪力按式(3)计算,即

$$V = PH/L \quad (3)$$

式中: V 为耗能梁的剪力; P 为作动器水平力。由于焊缝断裂扩展或材料撕裂导致试件受剪承载力下降到85%极限抗剪承载力以下时,停止加载。

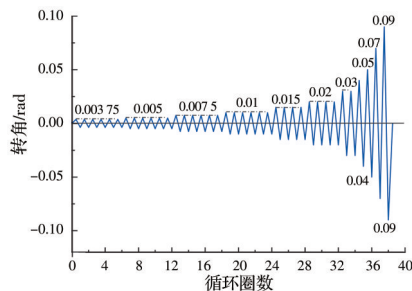


图4 加载制度

Fig. 4 Loading scheme

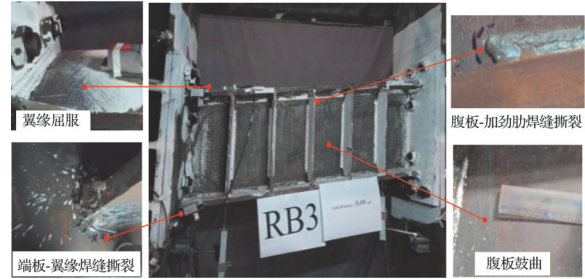
1.4 试验结果分析

1.4.1 试件破坏过程和破坏特征

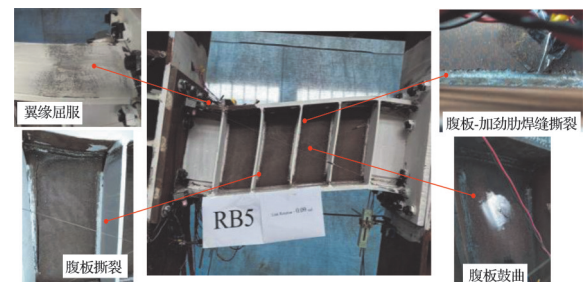
试验中,在试件的腹板、翼缘上刷石灰粉,通过石灰粉的裂缝、脱落等现象观察试件受力过程。在加载过程中,试件RB3腹板首先屈服,随着位移的增加,腹板屈服程度及区域不断增加;加载至0.02 rad时,试件翼缘开始屈服;当位移继续增加时,试件加劲肋端部屈服,试件腹板-加劲肋角部焊缝断裂且沿着焊缝方向发展;加载至0.07 rad时,试件腹板出现屈曲现象且沿着加劲肋角部方向形成屈曲条带;加载至0.09 rad时,试件梁端端板-翼缘焊缝断裂,随着荷载的增加,焊缝断裂程度进一步增加。腹板-加劲肋焊缝断裂或翼缘-端板焊缝断裂导致试件承载力下降,最终破坏。试件最终破坏状态及各损伤特征如图5(a)所示。

在加载过程中,试件RB5腹板中间区格段首先屈服,端部区格段腹板未屈服;随着位移的增加,梁端翼缘开始屈服,屈服区域主要集中于梁端第1格加劲肋区域;加载至0.05 rad时,试件腹板-加劲肋角部

焊缝开始断裂,腹板出现轻微鼓曲现象;加载至0.07 rad时,试件腹板-加劲肋焊缝断裂和腹板屈曲特征进一步增加;加载至0.09 rad时,试件腹板沿加劲肋焊缝方向严重断裂,裂缝长度达10 cm,试件破坏。试件最终破坏状态及各损伤特征如图5(b)所示。



(a) 试件RB3



(b) 试件RB5

图5 各试件典型破坏特征

Fig. 5 Typical failure characteristics of each specimen

试件发生腹板-加劲肋角部焊缝断裂或梁端端板-翼缘焊缝断裂的主要原因为试件连接焊缝处的焊缝热导致该处应力集中,在复合应力作用下,试件钢材应力强化导致焊缝处塑性应变过大,裂缝出现于焊缝端部的钢材热影响区,然后逐渐扩展,最终导致焊缝撕裂,甚至断裂。其中,试件的梁端端板-翼缘焊缝断裂破坏模式与Zhang等^[15]、Liu等^[18]、纪晓东等^[14, 21]试验中的破坏模式一致。与试件RB3相比,试件RB5的损伤特征有较大差别,其原因可能为梁端加强板构造能够减缓或转移翼缘-端板连接区域过大的塑性变形,避免端板与梁翼缘焊缝断裂;同时,该构造形式能够降低试件翼缘焊缝处附加应力,促使远离端部焊接区域产生非焊接引发的失效模式,提高试件的整体受力性能,这对耗能梁构件的受力性能和损伤后可更换有利。

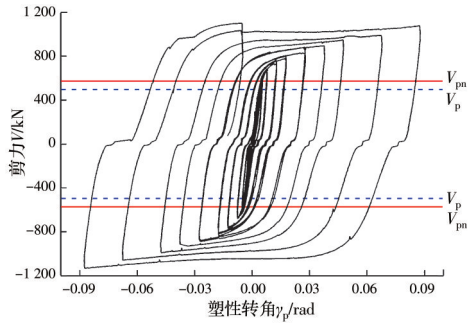
1.4.2 试件的滞回曲线

图6为试件RB3、RB5的剪力-塑性转角滞回曲线。其中,剪切塑性转角为试件实测极限转角减去其弹性转角,弹性转角由试件剪力除以试件实测刚度可得^[14]。图中还标出了试件屈服剪力名义值 V_p 。

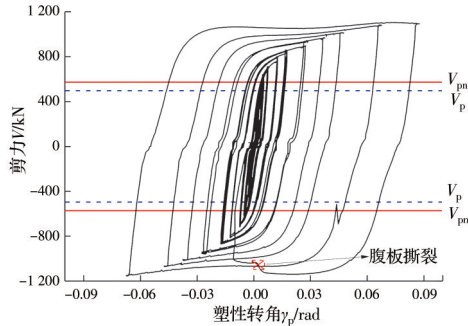
和试验值 V_{pm} , 试件的屈服剪力按式(4)计算。

$$V = 0.58f_y A_w \quad (4)$$

式中: f_y 、 A_w 分别为耗能梁腹板钢材强度和腹板面积; V_p 、 V_{pm} 分别按照试件钢材强度、腹板面积的名义值与试验值计算, 试件的实测屈服剪切值约大于名义值 16%。



(a) 试件 RB3



(d) 试件 RB5

图 6 试件剪力-塑性转角滞回曲线

Fig. 6 Shear-plastic angle hysteresis curves of Specimens

由图 6 可知, 各试件的滞回曲线较为饱满, 变形与耗能能力强; 随着塑性转角的增大, 试件的受剪承载力强化明显, 直到破坏前没有出现承载力下降, 具有较强的承载力能力。值得注意的是, 试件 RB3 的滞回曲线在 X 轴方向存在一定的滑移现象, 其主要原因包括: 1) 试验加载装置中各构件采用螺栓连接或铰接, 在加载过程中, 各构件连接之间产生了部分滑移, 特别是钢柱与地面连接的铰支座, 频繁出现较大的响动; 2) 测量试件剪切变形的装置在加载过程中产生了一定滑移现象。

1.4.3 试件的骨架曲线

图 7 为试件的剪力-转角骨架曲线。由图 7 可知, 加载初期, 试件的刚度和承载力随位移的增加呈线性变化, 梁端加强板构造对此基本没有影响; 随着位移的增加, 试件 RB5 的受剪承载力明显高于试件 RB3, 其主要原因为梁端加强板构造能够增强梁段中间区格腹板的约束程度, 材料应力强化明显。

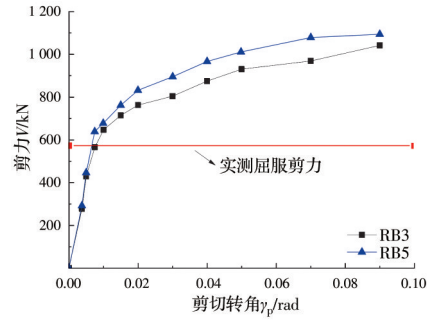


图 7 试件的骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curves of specimens

2 有限元建模与验证

2.1 有限元建模

选用通用有限元软件 ABAQUS 建立可更换耗能梁-双连肢钢柱组合件有限元分析模型。为了实现高效的精细化建模, 可更换耗能梁、加劲肋、端板构造采用实体单元, 双连肢钢柱和加载横梁采用梁单元; 耗能梁腹板、翼缘钢材采用考虑材料等向强化和随动强化效应的混合强化法则^[28], 如式(5)和式(6)所示。

等向强化模型

$$\sigma = \sigma|_0 + Q_{\infty}(1 - e^{-b\epsilon_p}) \quad (5)$$

随动强化模型

$$\alpha_k = \frac{C_k}{\gamma_k}(1 - e^{-\gamma_k \epsilon_p}) + \alpha_{k,1} e^{-\gamma_k \epsilon_p}; \alpha = \sum_{k=1}^N \alpha_k \quad (6)$$

式中: $\sigma|_0$ 为等效塑性应变为零时的应力, 取钢材的屈服应力 F_y ; Q_{∞} 为屈服面最大变化值; b 为屈服面大小随等效塑性应变增量的变化率; C_k 和 γ_k 分别为背应力变化系数和指数; N 取值为 3。耗能梁端板、加劲肋、钢柱等部件钢材采用理想三折线模型, 相关参数均采用实测值, 具体数值见表 1。模型中实体单元采用 8 节点六面体线性减缩积分三维实体 (C3D8R) 单元, 并按 30 mm 尺寸划分网格。为了反映试件腹板与翼缘屈曲现象, 沿试件翼缘与腹板厚度方向分别划分 4 层、2 层网格。

在建模过程中: 1) 加载横梁设置为刚性杆件, 与钢柱柱端采用 MPC 铰接 (Pin) 接触并约束平面外的变形; 2) 钢柱与可更换耗能梁端板采用刚性杆件连接, 采用点面、点点 MPC 绑定 (Tie) 接触; 3) 双连肢钢柱与地面设置为铰接。模型的约束设置如图 8 所示。有限元模型中的加载方法、约束情况等内容与试验相同。

2.2 结果对比

将有限元模拟分析结果与试验结果进行对比, 如表 2 和图 9、图 10 所示。由表 2 可知, 有限元分析

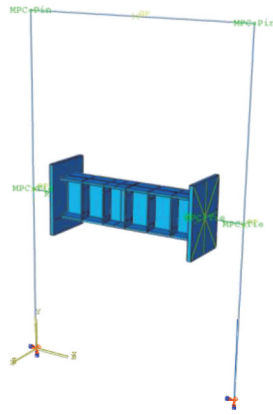


图 8 模型约束设置

Fig. 8 Constraint settings of the model

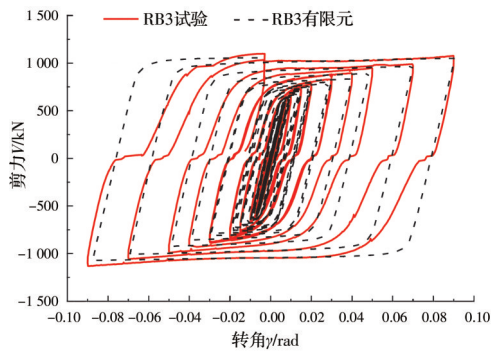
表 2 试件有限元抗剪承载力与试验结果的对比

Table 2 Comparison of shear load between test specimens and FEA models

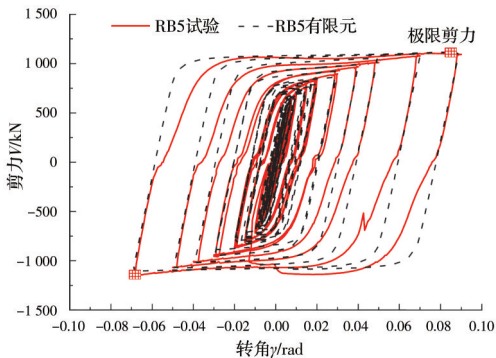
试件 编号	屈服剪力/kN		V_{Fy}/V_{Ey}	极限剪力/kN		V_{Fu}/V_{Eu}
	V_{Fy}	V_{Ey}		V_{Fu}	V_{Eu}	
RB3	616.2	566.2	1.08	1 049.8	1 131.0	0.93
RB5	637.3	639.1	0.99	1 119.1	1 154.8	0.97

注: V_{Fy} 、 V_{Ey} 分别为试件有限元和试验屈服剪力值; V_{Fu} 、 V_{Eu} 分别为试件有限元和试验极限剪力值。

的可更换耗能梁承载力与试验数据吻合程度较好, 最大相差在 10% 以内。由图 9 可知, 在低周往复荷



(a) 试件 RB3



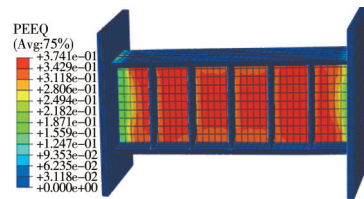
(b) 试件 RB5

图 9 滞回曲线对比

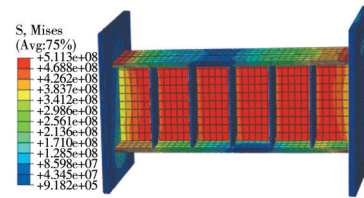
Fig. 9 Comparison of hysteresis curve

载作用下, 有限元分析结果与试验结果大体趋势基本相符, 吻合良好, 有限元分析所得试件刚度略大于试验结果。其主要原因在于: 1) 有限元模型中忽略了钢材的残余变形、构件的初始缺陷与安装定位偏差等不利因素; 2) 模型中钢材的本构关系模型、塑性损伤参数等均与试件实际情况存在一定的偏差。

图 10 为试件达到承载能力极限状态下的等效塑性应变(PEEQ)和 von Mises 应力云图。由图 10 可知, 模型试件的等效塑性应变(PEEQ)较大部位均靠近腹板与加劲肋焊缝区域以及端板与翼缘连接处, 这些区域首先发生塑性破坏; 模型试件的应力较大部位均为腹板和梁端翼缘区域, 这些区域会先发生屈服破坏; 与试件 RB3 相比, 试件 RB5 梁端采用的腹板加强板构造能够转移翼缘塑性变形和避免应力集中, 这与试验中试件的破坏模式相符。

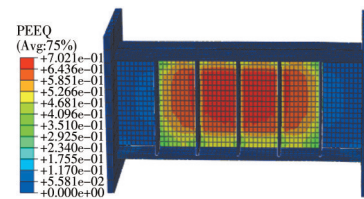


等效塑性应变(PEEQ)

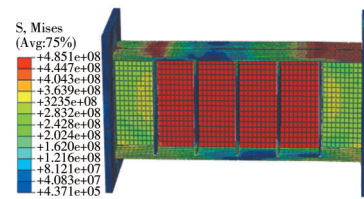


von Mises 应力云图

(a) 试件 RB3



等效塑性应变(PEEQ)



von Mises 应力云图

(b) 试件 RB5

图 10 试件有限元模型应变和应力云图

Fig. 10 PEEQ and von Mises stress clouds of specimens

3 有限元结果分析

3.1 梁端加强板构造类型

图11给出了5种可更换耗能梁的梁端加强板连接构造形式。设置梁端加强板构造的目的是促使梁端翼缘与端板焊缝处的局部塑性变形向构件母材转移,保障焊缝区域处于弹性状态或低塑性状态,避免焊缝提前发生非焊接失效模式,提高可更换耗能梁的变形能力,有利于耗能梁的震后拆卸与更换。

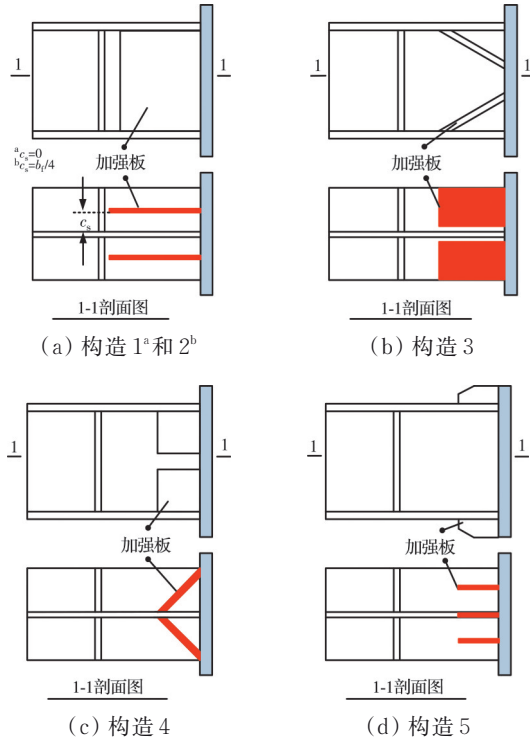


图11 可更换梁端加强板构造形式

Fig. 11 Construction form of replaceable beam end reinforcement plate

以试件RB5为参考,提出了梁端加强板构造1^a和2^b,如图11(a)所示。由图可知,构造1^a和2^b中的加强板与可更换耗能梁腹板相平行,可在距离腹板 c_s 等于0 mm或 $b_f/4$ 的位置焊接,其中 b_f 为耗能梁翼缘宽度;构造3中加强板与腹板形成一定角度,加强板可以焊接在梁端端板和翼缘内侧,或梁端腹板、

端板和翼缘内侧均焊接,如图11(b)所示;构造4中加强板两端分别焊接在梁端腹板和端板位置,如图11(c)所示;图11(d)中构造5为梁端翼缘-端板角支撑加强板,可以布置于翼缘外侧或翼缘内侧,或两侧均布置。值得注意的是,设置梁端加强板构造时需考虑端板构造中螺栓的位置,以保障耗能梁梁端端板构造荷载有效传递和螺栓的可拆卸;为避免梁端腹板、翼缘、端板、加强板的焊缝焊接时形成应力集中和热效应复杂区域^[17],加强板焊缝应错开布置或减少焊接区域。

3.2 有限元结果分析

3.2.1 模型的抗震性能分析

1)梁端塑性应变分析。美国AISC 341-16规定^[10],耗能梁段的极限塑性转角限值为0.08 rad,文中各有限元模型的加载位移均超过AISC 341-16规范限值,取值为0.09 rad。由于有限元模型无法捕捉材料或焊缝失效导致的损伤,采用等效塑性应变(PEEQ)对不同加强板构造的试件模型进行损伤分析。图12给出了加载位移至0.09 rad时不同构造的可更换耗能梁梁端等效塑性应变(PEEQ)分布图。

由图12(a)可知,可更换耗能梁仅采用端板螺栓连接时,梁端翼缘与端板焊缝处等效塑性应变(PEEQ)较大,导致焊缝提前断裂,无法实现耗能构件的预定功能,这与试验结果及其他学者研究成果^[14, 21]相符;由图12(b)、(c)可知,在梁端腹板或翼缘设置加强板构造后,梁端翼缘与端板连接处的等效塑性应变(PEEQ)较小,梁端等效塑性应变(PEEQ)较大区域转移到其他位置且梁端腹板应变、应力变小。可见,各加强板构造均能有效转移可更换耗能梁梁端端板-翼缘连接处的塑性应变,避免梁端-端板连接区域损伤,优化耗能梁的受力性能,有利于震后耗能梁的拆卸、更换。

2)模型的整体损伤分析。图13给出了加载位移至0.09 rad时不同构造1/2半耗能梁模型的等效塑性应变(PEEQ)分布。由图13可知,在荷载作用下,各模型的等效塑性应变(PEEQ)较大值主要集中于腹部,由此推断,模型的损伤模式为腹板-加劲肋焊缝撕裂破坏或腹板撕裂破坏;与梁端无加强板

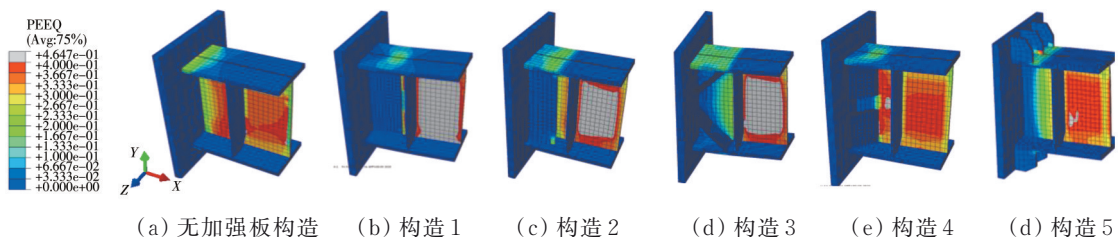


图12 加载位移为0.09 rad时不同构造的可更换耗能梁梁端等效塑性应变分布

Fig. 12 Equivalent plastic strain (PEEQ) distribution of specimens at the displacement of 0.09 rad

模型相比,不同类型的梁端连接构造均能转移梁端翼缘、腹板的等效塑性应变,避免模型的整体损伤出现在梁端,有利于耗能梁的震后可更换;梁端不同连接构造对模型腹板的应变强化程度不同,构造

3最明显,构造4较弱,其主要原因为梁端构造对腹板约束程度不同,导致模型中腹板材料的应力强化有所差别。

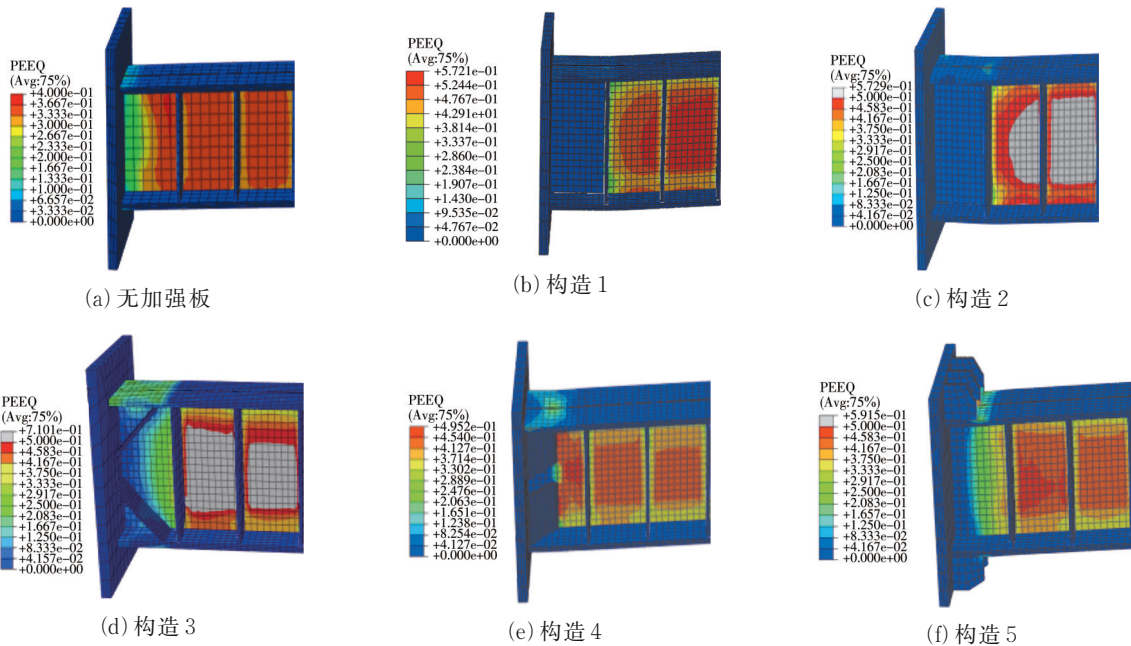


图 13 加载位移为 0.09 rad 时 1/2 模型的等效塑性应变分布

Fig. 13 Equivalent plastic strain (PEEQ) distribution of 1/2 modles at the displacement of 0.09 rad

3)模型的滞回曲线分析。图 14 给出了不同构造的耗能梁模型滞回曲线。由图 14 可知,各模型的滞回曲线变化趋势基本一致,呈梭形,饱满且耗能能力强;与无构造模型相比,其他模型的抗剪承载力更高,其主要原因为不同的构造措施增强了模型腹板约束程度。

变模型试件参数单一变量进行分析。图 15 给出了位移加载至 0.09 rad 时不同加强板宽度 a_s 和厚度 t_s 对梁端等效塑性应变(PEEQ)影响的分布特征。其中, s 为试件腹板加劲肋的距离, t_w 为试件腹板厚度。

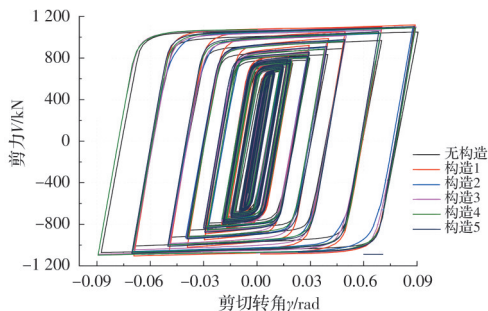


图 14 模型的滞回曲线

Fig. 14 Hysteretic responses of the models

3.2.2 参数分析

为了探讨加强板构造的尺寸对梁端塑性应变(PEEQ)的影响规律,选用构造 1 中的加强板宽度 a_s 和厚度 t_s 为参数进行分析,模型中构造 1 的几何尺寸与文中试验试件相同。在试验试件基础上,仅改

由图 15(a)可知,随着加强板宽度 a_s 的增加,该构造能够使试件梁端翼缘-端板区域的等效塑性应变(PEEQ)逐渐向外转移,同时改善梁端腹板塑性应变分布,避免梁端翼缘-端板焊缝断裂或梁端腹板撕裂破坏。该类构造形式为耗能梁的拆卸、更换提供了足够的空间,有利于该结构体系实现震后功能可恢复。加强板厚度 t_s 对梁端等效塑性应变的影响规律与加强板宽度类似,如图 15(b)所示,不再重复阐述。

两参数变化时,位移加载至 0.09 rad 时可更换耗能梁梁端翼缘-端板连接测点位置的等效塑性应变(PEEQ)状态分布规律如图 16 所示。由图 16 可知,随着加强板宽度、厚度的增加,梁端测点位置的塑性应变逐渐减小且沿梁端翼缘宽度分布较为均匀;梁端翼缘边缘处的等效应变值较大,主要原因是腹板加强板对翼缘边缘处约束程度较弱;当加强板宽度 $a_s \geq 0.5s$ 或厚度 $t_s \geq 0.5t_w$ (t_w 为试件腹板厚度)时,加强板宽度或厚度的变化对梁端测点区域塑性应变的影响较小,基本可以忽略。

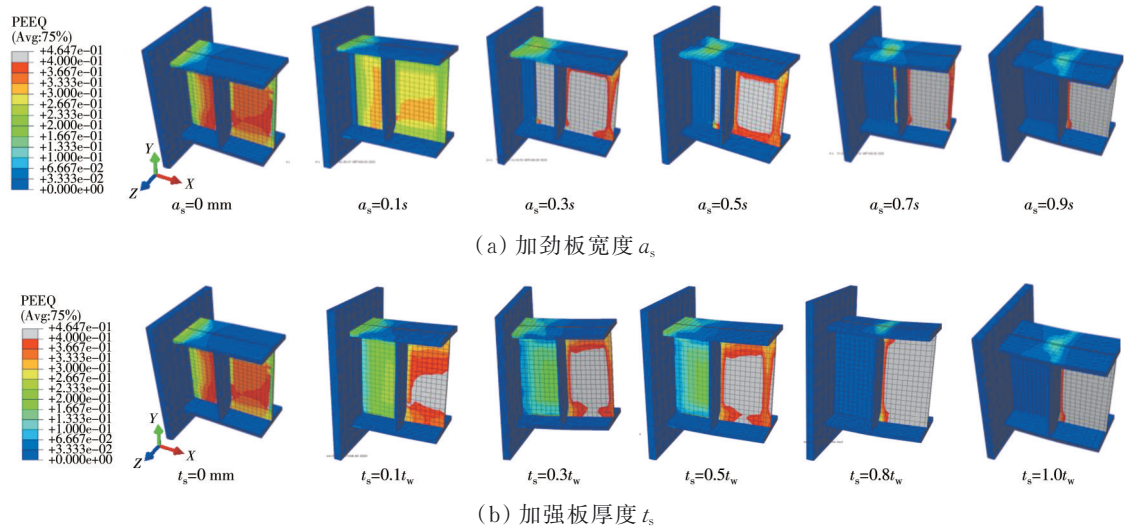


图 15 加载位移为 0.09 rad 时不同加强板宽度、厚度对梁端等效塑性应变 (PEEQ) 的影响
 Fig. 15 Influence of different width and depth of web stiffeners on PEEQ of beam-end at the displacement of 0.09 rad

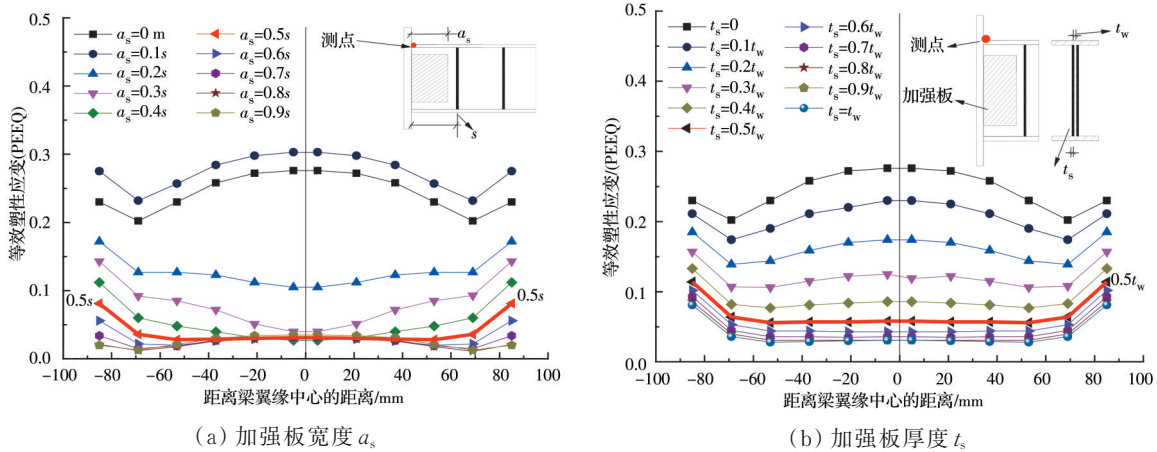


图 16 加载位移为 0.09 rad 时加强板宽度、厚度对测点等效塑性应变的影响
 Fig. 16 Influence of the of width and thickness of web stiffener on PEEQ of measuring points the displacement of 0.09 rad

4 梁端端板螺栓-加强板连接构造设计方法

为保障耗能梁具有良好的抗震性能且震后可更换,耗能梁梁端构造设计时需考虑可更换耗能梁的承载力和材料的应力强化效应,保障梁端弯矩和剪力的有效传递,满足耗能梁震后拆卸、可更换的要求。选用图 11 中构造 1 为研究对象,提出可更换

耗能梁梁端端板螺栓-加强板连接构造的设计方法。

4.1 梁端端板螺栓连接构造的设计方法

可更换耗能梁采用端板螺栓连接时,梁端端板、高强螺栓需满足式(7)~式(11)的要求^[29-30]。

$$0.75A_b F_b \geq \frac{M_u}{4(h_0 + h_1)} \quad (7)$$

$$6A_b (0.5F_b) \geq V_u \quad (8)$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.8F_{yp} \left\{ (h - p_{fi}) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_{io}} + \frac{1}{\sqrt{b_p g}} \right) + (p_{io} + \sqrt{b_p g}) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{h}{p_{io}} + \frac{1}{2} \right) \right\}}} \quad (9)$$

$$t_p \geq \frac{M_u}{1.1F_{yp} b_p (d_1 - t_1)} \quad (10)$$

$$V_u = \Omega V_p; M_u = 0.5\Omega V_p e \quad (11)$$

式中: A_b 为单个螺栓的面积; F_b 为螺栓的极限抗拉强度; F_{yp} 为端板钢材屈服强度; Ω 为试件的抗剪超强系数,一般取值 1.5^[10]; e 为耗能梁的长度; M_p 、 V_p

分别为耗能梁梁端的全截面屈服弯矩和屈服剪力,其中 V_p 按式(4)计算; Z 为耗能梁的塑性截面模量。其他参数参考图 17。

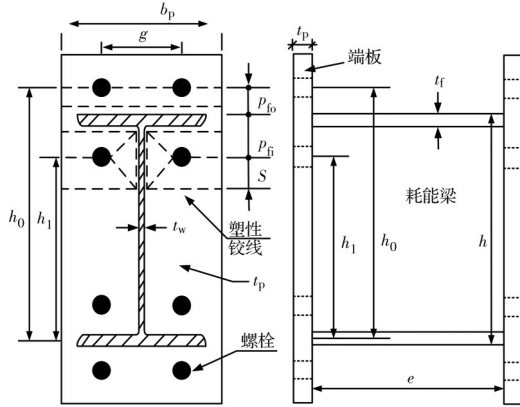


图 17 梁端端板几何参数

Fig. 17 Geometric parameters of beam end plates

4.2 梁端腹板加强板构造设计方法

4.2.1 耗能梁梁端与加强板的刚度

耗能梁梁端腹板设置双面加强板构造时,在承受竖向集中荷载作用时,其梁端可以看成在 a_s 范围内由 3 个悬臂梁构成,悬臂梁的刚度 K 由梁弯曲刚度 K_b 和剪切刚度 K_v 构成,即

$$K_b = \frac{3EI}{a_s^3}, K_v = \frac{GA_v}{a_s},$$

$$K = \frac{K_b K_v}{K_b + K_v} = \frac{3EA_v}{[7.8 + (A_v a_s^2 / I)] a_s} \quad (12)$$

式中: E 、 G (对于钢材 $G=E/2.6$)、 I 、 A_v 分别为弹性模量、剪切模量、试件截面惯性矩和截面剪切面积。所以,耗能梁的刚度 K_1 和单个加强板的刚度 K_s 由式(12)可得

$$K_1 = \frac{EA_w}{[2.6 + (A_w a_s^2 / 3I_b)] a_s},$$

$$K_s = \frac{3E(5A_s/6)}{(7.8 + (5A_s/6)(a_s^2/I_s)) a_s} = \frac{Et_s h_s}{[3.12 + (2a_s/h_s)^2] a_s} \quad (13)$$

式中: I_b 为耗能梁惯性矩; I_s 为加强板惯性矩;考虑加强板截面不能完全均匀抗剪,其剪切面积为 $5A_s/6$ ($A_s=h_s t_s$)。

4.2.2 梁端名义剪切屈服强度与抗弯强度

考虑梁端腹板加强板对梁端承载力的贡献,可更换耗能梁的梁端名义剪切屈服强度与抗弯强度按式(14)和式(15)计算。

$$V_{p,s} = (h - 2t_f) t_w \tau_w + 2h_s t_s \tau_s \quad (14)$$

$$M_{p,s} = ZF_y + 2\left(\frac{t_s h_s^2}{4}\right) F_{ys} \quad (15)$$

式中: $V_{p,s}$ 、 $M_{p,s}$ 分别为设置了加强板的梁端名义抗剪屈服强度和抗弯屈服强度; t_f 为试件截面翼缘厚度; h_s 、 t_s 分别为梁端腹板加强板的高度和厚度; τ_w 、 τ_s 分别为试件腹板、加强板的剪切屈服强度,一般取抗拉屈服强度的 0.58 倍^[10, 27]; Z 为钢梁的塑性截面模量; F_{ys} 为加强板钢材的屈服强度。

4.2.3 单个加劲板承担的剪力

梁端腹板设置双面加强板的试件梁端刚度为 $K=K_1+2K_s$, 则单个加强板所承受的剪力 V_s 按刚度大小分配,单个加劲板承担的剪力按式(16)计算。

$$V_s = V_u \left(\frac{K_s}{K_1 + 2K_s} \right) = V_u \left(\frac{2.6 + A_w (a_s^2 / 3I_b)}{5.2 + A_w \{ (2a_s^2 / 3I_b) + (1/t_s h_s) [3.12 + (2a_s/h_s)^2] \}} \right) \quad (16)$$

由式(16)可知,根据力的平衡方程,试件梁端单个加强板所承受的剪力等于加强板竖向焊缝所承受的合力,对加强板焊缝强度进行设计时需考虑一定的放大系数,一般按 10%~15% 增强^[31]。

4.3 模型验证

当位移加载至 0.09 rad 时,利用式(16)计算试件梁端腹板单个加强板承担剪力的理论值,并与模型计算值进行对比,如图 18 所示。由图 18 可知,单个加强板承担剪力的理论值与计算值吻合较好;单个加强板承担剪力的模型计算值大于式(16)的理论值,主要因为在建模过程中考虑了加强板加载过程中材料的强化效应。

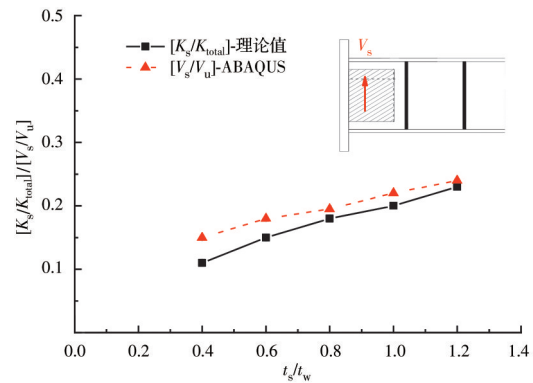


图 18 加载位移为 0.09 rad 时单个加强板承担剪力的理论值与计算值对比

Fig. 18 Comparison of theoretical and calculated shear force for single stiffener plate at the displacement of 0.09 rad

5 结论与建议

1) 可更换耗能梁发生剪切破坏,破坏模式主要包括腹板-加劲肋角部焊缝或梁端端板-翼缘焊缝断裂,试件的超强系数和极限塑性变形均值分别为

1.99和0.087,二者均大于AISC 341-16中耗能梁的超强系数与塑性转角为1.5、0.08 rad的限值要求,具有良好的承载力和变形能力。

2)梁端腹板加强板构造能够转移可更换耗能梁端翼缘-端板焊缝区域的塑性应变,避免构件提前发生梁端翼缘-端板焊缝断裂,导致耗能构件无法满足其变形能力,同时,便于震后损伤构件的拆卸、更换。此外,梁端腹板加强板构造能够增强腹板约束程度,提高钢材应力强化能力。

3)采用ABAQUS软件对2个试件进行精细化建模,结果表明,模型中耗能梁腹板的应力较大、腹板-加劲肋连接区域塑性应变较大,与试验破坏模式相符,且有限元与试验荷载-位移曲线基本相符。

4)不同类型梁端腹板加强板构造均能转移梁端翼缘-端板焊缝区域的塑性应变,避免提前发生翼缘-端板焊缝断裂破坏,有利于发挥耗能构件的预定功能。耗能梁端腹板采用平行焊接加强板构造时,加强板宜沿腹板高度布置,当加强板厚度不低于耗能梁腹板厚度时,加强板宽度应满足 $a_s \geq 0.5s$;当加强板覆盖第一腹板区格时,加强板厚度应满足 $t_s \geq 0.5t_w$ 。

参考文献

- [1] NIDE and NEES Consortium. Report of the seventh joint planning meeting of NEES/E-defense collaborative research on earthquake engineering: PEER, 2010/109 [R]. Berkeley, University of California, 2010.
- [2] CIMELLARO G P, REINHORN A M, BRUNEAU M. Framework for analytical quantification of disaster resilience [J]. Engineering Structures, 2010, 32(11): 3639-3649.
- [3] 吕西林,武大洋,周颖.可恢复功能防震结构研究进展[J].建筑结构学报,2019,40(2):1-15.
LV X L, WU D Y, ZHOU Y. State-of-the-art of earthquake resilient structures [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(2): 1-15. (in Chinese)
- [4] 吕西林.可恢复功能防震结构:基本概念与设计方法[M].北京:中国建筑工业出版社,2020.
LV X L. Earthquake resilient structures basic concept and design methodology [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese)
- [5] 张爱林,张艳霞,刘学春.震后可恢复功能的预应力钢结构体系研究展望[J].北京工业大学学报,2013,39(4):507-515.
ZHANG A L, ZHANG Y X, LIU X C. Research outlook of earthquake resilient prestressed steel structures [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2013, 39(4): 507-515. (in Chinese)
- [6] 陈以一,贺修樟,柯珂,等.可更换损伤元结构的特征与关键技术[J].建筑结构学报,2016,37(2):1-10.
CHEN Y Y, HE X Z, KE K, et al. Characteristics and technical issues on structural systems with replaceable damage-concentrated elements [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(2): 1-10. (in Chinese)
- [7] KAZEMZADEH AZAD S, TOPKAYA C. A review of research on steel eccentrically braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 128: 53-73.
- [8] HJELMSTAD K D, POPOV E P. Cyclic behavior and design of link beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(10): 2387-2403.
- [9] MALLEY J O, POPOV E P. Shear links in eccentrically braced frames [J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(9): 2275-2295.
- [10] Seismic provisions for structural steel buildings: ANSI/AISC 341-16 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [11] TANG M C, MANZANAREZ R. San Francisco-Oakland bay bridge design concepts and alternatives [C]//Structures Congress 2001. May 21-23, 2001, Washington, D. C., USA. Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers, 2001: 1-7.
- [12] 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.
- [13] WANG T, GUO X, HE X K, et al. Experimental study on replaceable hybrid coupling beams [J]. Applied Mechanics and Materials, 2012, 166-169: 1779-1784.
- [14] 纪晓东,马琦峰,王彦栋,等.钢连梁可更换消能梁段抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(6):1-11.
JI X D, MA Q F, WANG Y D, et al. Cyclic tests of replaceable shear links in steel coupling beams [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(6): 1-11. (in Chinese)
- [15] ZHANG H, SU M Z, LIAN M, et al. Experimental and numerical study on the seismic behavior of high-strength steel framed-tube structures with end-plate-connected replaceable shear links [J]. Engineering Structures, 2020, 223: 111172.
- [16] ARCE G. Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength in eccentrically braced frames [D]. Austin (TX, USA): University of Texas at Austin, 2002.
- [17] MCDANIEL C C, UANG C M, SEIBLE F. Cyclic testing of built-up steel shear links for the new bay bridge [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(6):

- 801-809.
- [18] LIU X G, FAN J S, LIU Y F, et al. Experimental research of replaceable Q345GJ steel shear links considering cyclic buckling and plastic overstrength [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 134: 160-179.
- [19] 王彦栋. 带RC楼板的可更换钢连梁抗震性能及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2016.
WANG Y D. Study on seismic behavior and design of replaceable steel coupling beams with RC slabs [D]. Beijing: Tsinghua University, 2016. (in Chinese)
- [20] CIUTINA A, DUBINA D, DANKU G L. Influence of steel-concrete interaction in dissipative zones of frames: I -Experimental study [J]. *Steel and Composite Structures*, 2013, 15(3): 299-322.
- [21] 纪晓东, 王彦栋, 马琦峰, 等. 可更换钢连梁抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(10): 1-10.
JI X D, WANG Y D, MA Q F, et al. Experimental study on seismic behavior of replaceable steel coupling beams [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(10): 1-10. (in Chinese)
- [22] MEN J J, XIONG L Q, WANG J C, et al. An experimental study on the seismic behavior and replaceability of the replaceable steel shear links [J]. *Structures*, 2021, 33: 2334-2348.
- [23] STEPHENS M T, DUSICKA P, LEWIS G. End web stiffeners for connecting ductile replaceable links [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2018, 150: 405-414.
- [24] 门进杰, 霍文武, 兰涛, 等. 带可更换构件的RCS混合框架结构受力特性及抗震设计方法[J]. *土木工程学报*, 2020, 53(6): 42-52.
MEN J J, HUO W W, LAN T, et al. Mechanical behavior and seismic design method of RCS hybrid frame structure with replaceable components [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2020, 53(6): 42-52. (in Chinese)
- [25] DUSICKA P, IWAI R. Development of linked column frame system for seismic lateral loads [C]//*Research Frontiers at Structures Congress 2007*. May 16-19, 2007, Long Beach, California, USA. Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers, 2007: 1-13.
- [26] 任如月. 混合框架可更换梁的抗震性能及可更换性评价方法[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2019.
REN R Y. Seismic performance and replaceability evaluation method for hybrid frame replaceable beams [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2019. (in Chinese)
- [27] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [28] 石永久, 王萌, 王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. *建筑材料学报*, 2012, 15(3): 293-300.
SHI Y J, WANG M, WANG Y Q. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading [J]. *Journal of Building Materials*, 2012, 15(3): 293-300. (in Chinese)
- [29] HAMBURGER R O. Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications, ANSI/AISC 358-05 [C]//*Structures Congress 2006*. May 18-21, 2006, St. Louis, Missouri, USA. Reston, VA, USA: American Society of Civil Engineers, 2006: 1-8.
- [30] SUMNER E A. Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading [D]. Blacksburg, VA.: Virginia Polytechnic Institute and State University, 2003.
- [31] HONG J K, UANG C M, OKAZAKI T, et al. Link-to-column connection with supplemental web doublers in eccentrically braced frames [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2015, 141(8): 04014200-1-8.

(编辑 王秀玲)