

文章编号:1001-4888(2018)01-0101-10

新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)组合 框架层间倒塌机理试验研究^{*}

沈晓明^{1,2}, 钮荣斌¹, 方有珍¹, 包张君¹

(1. 苏州科技大学 土木工程学院, 江苏苏州 215011; 2. 苏州市吴中建筑工程施工图审查中心, 江苏苏州 215128)

摘要: 结构抗倒塌性能是维系结构震后整体性和实现“大震不倒”设计标准的关键所在。为研究新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(BRS)组合框架结构的层间子结构倒塌机理,按 1:2 缩尺比例设计制作 1 榀组合框架层间子结构试件并进行拟静力抗震试验。基于试验现象记录和测试数据整理,分析了试件的破坏过程、滞回特性、水平抗侧刚度退化、耗能能力、水平侧移模式与塑性破坏机构等抗震性能。研究表明:对穿螺栓连接实现了节点区混凝土斜压带传力模式,且梁端截面削弱使梁端出现塑性较远离节点区,较好满足了“强节点弱构件”的抗震要求;试件位移延性系数 $\mu_u=4.36$,最大等效黏滞阻尼比 $(\zeta_{eq})_{\max}=0.344$,具有较好的抗震延性和耗能能力;试件水平抗侧刚度沿高度分布均匀,呈现理想倒三角形侧移模式;试件最终破坏模式为梁端削弱截面屈服形成塑性的理想塑性破坏机构,且其承载力下降到极限承载力 85% 时,对应层间相对侧移和节点转角均超过罕遇地震作用下层间侧移限值 1/30,试件具有良好的抗倒塌能力。

关键词: 部分外包混凝土组合柱(PEC 柱);削弱截面钢梁;层间子结构;拟静力试验;倒塌机理

中图分类号: TU398

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-16-243

0 引言

我国处在一个地震多发区,建筑结构的抗倒塌性能关系到在地震自然灾害下人民生命与财产的安全。尽管我国现行建筑抗震设计规范^[1]中明确规定,可通过控制在罕遇地震作用下结构的最大层间位移角来实现“大震不倒”的抗震设防目标,但规范界定限值偏于保守,且不能反映实际结构真正意义上的倒塌,而 ATC-63^[2]引入了 CMR(Collapse Margin Ratio)系数对实际结构在超越 MCE(Maximum Considered Earthquake)地震水准的倒塌储备能力进行了定量描述。因此,量化框架结构的倒塌能力,对合理确定其倒塌能力、超强性能、结构影响系数具有十分重要的意义。

部分外包混凝土组合柱(Partially Encased Concrete Composite Column,简称 PEC 组合柱)是采用热轧钢板组合截面,并在翼缘处设置拉结板筋(非卷边翼缘)^[3]或翼缘卷边部分设置拉结板条(卷边翼缘)^[4,5]形成钢骨架,且浇注混凝土形成的新型组合柱,已有国内外系列研究显示:钢板组合截面提供了混凝土的约束作用,提高了混凝土对构件承载能力与水平抗侧刚度的贡献,改善了其抗震性能;且采用翼缘卷边构造措施进一步消除了常规 PEC 组合柱双向刚度明显不等和翼缘间设置拉结筋带来的施工困难等缺陷。狗骨式连接^[6,7]是通过采取梁端截面削弱方式以实现梁上塑性铰位置远离节点区的延性

^{*} 收稿日期:2016-11-10;修回日期:2016-12-17

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478286, 51078247);江苏省“青蓝工程”中青年学术带头人资助(2014)和江苏省高校首批优秀青年教师出国研修计划(2011)

通讯作者: 方有珍(1972—),男,博士,教授。主要从事钢结构、组合结构抗震研究。Email: fyz72@mail.usts.edu.cn

设计目标,可更好地满足“强节点弱构件”的抗震设计要求。端板预拉对穿螺栓连接^[8-11]是介于刚性连接和铰接之间的一种半刚性连接,对穿螺栓预拉力使得节点连接具有部分自复位功效;对穿螺栓有效将梁端拉力转换为对混凝土的压力,实现了节点区混凝土斜压带传力模式,可更好地发挥混凝土抗压性能优势;可工厂化制作、现场组装,一定程度消除了焊接残余应力的不利影响。

目前国内外对 PEC 柱的研究还主要集中在构件和节点连接性能方面,而基于结构体系层面上的研究成果十分有限,尤其是框架结构层间抗震性能的研究,为此,本文对 1 榀新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(梁端削弱截面(Reduced Beam Section),简称 BRS)组合框架中间层子结构试件进行拟静力试验,研究其破坏模式、滞回特性、水平抗侧刚度退化、耗能能力与侧移模式等抗震性能,揭示结构层间倒塌机理。

1 试验概况

1.1 试件设计

以实际层高为 3.0m 的单跨框架结构作为研究对象,提取中间层上下柱反弯点之间的层间子结构为试验试件原型,按照 1:2 缩尺(几何尺寸缩尺)设计制作试件模型。PEC 柱采用 Q235 钢板卷边焊接组合截面(翼缘和腹板厚 5mm,拉结板条厚 4mm,柱强轴布置),混凝土强度为 C20;钢梁为 I_{20a} 工字钢(Q235),钢梁翼缘与端板(Q235)采用坡口焊、腹板采用双边角焊缝;端板与 PEC 柱采用 10.9 级 M20 对穿高强螺栓(设计预紧力值为 10kN),试件设计详见图 1。钢板组合截面及工字钢翼缘与腹板各取 3 个材性试样,材性实测值见表 1;混凝土每批预留 3 个标准立方体试块(边长 150mm),实测立方体强度平均值 $f_{cu,m}=19.6\text{MPa}$ 。

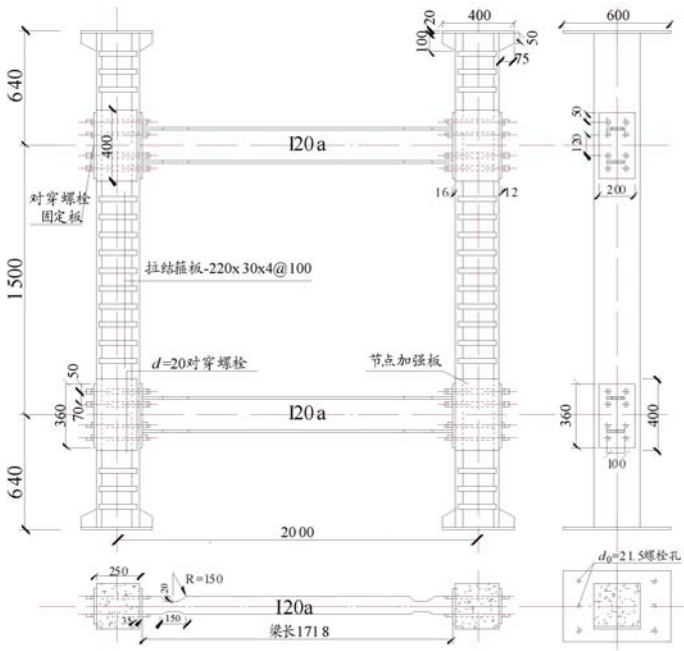


图 1 试件设计

Fig. 1 Design of specimen

表 1 试件材性指标

Tab. 1 Material properties of the specimen

材性	钢板组合截面(Q235)		I20a(Q235)
	翼缘与腹板	翼缘	腹板
f_y/MPa	294	293	296.4
f_u/MPa	414	440	446.3
E/MPa	2.01×10^5	1.95×10^5	1.98×10^5
$\delta/\%$	22.8	21.3	19.9

1.2 测点布置

位移传感器:沿 B 柱高度方向不同位置布置位移传感器测量试件侧移;在梁柱节点连接部位布置位移传感器以测试节点连接转角,见图 2。应变片:梁柱节点区布置应变花测试其剪切变形;梁削弱截面布置应变片和应变花测试截面应变用于计算相应内力和判别截面进入屈服进程。

1.3 试验装置与加载方案

试验在苏州科技大学江苏省结构工程重点实验室进行,为了模拟试件边界条件:试件下层柱端通过平面铰支座与刚性地梁连接;上层柱端通过平面铰支座与刚性加载梁连接,且在加载梁侧设置平面外支撑防止试件整体出现平面外扭转,具体见图 2。

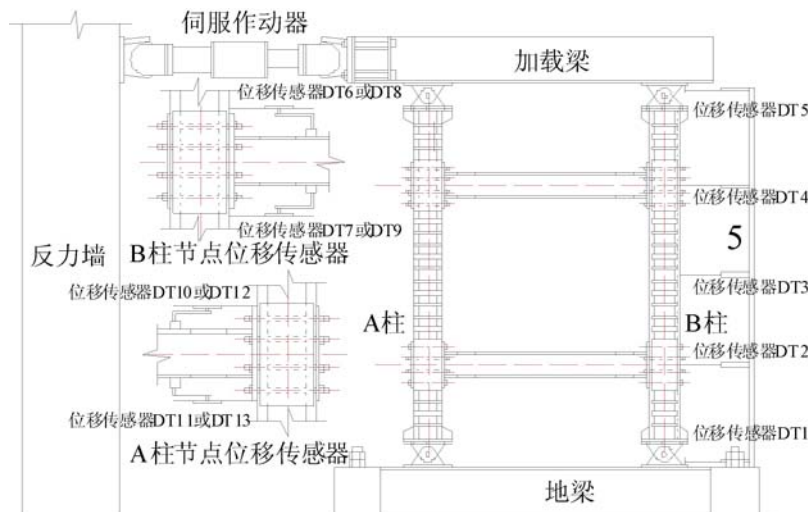


图 2 试验设备布置

Fig. 2 Arrangement of instrumentations for the test

试验由于竖向荷载加载难度较大,且在罕遇地震作用下层间侧移限值 $1/30$ 范围内,框架结构竖向荷载二阶效应影响较小,为此仅采用位移加载方式考虑水平地震作用:正式加载之前进行预加载,以检查试验仪表是否工作正常;正式加载后,首先以 7.5mm 为初始级(主要考虑小震层间侧移限值为 $1/200$,初始加载级取试件相对侧移 $1/400$ 对应位移值,前 4 级按 7.5mm (即试件相对侧移 0.25%)递增,随后按 15mm (即试件相对侧移 0.50%)递增,每级荷载为 2 个循环,直至试件承载力下降至加载历史极限承载力 85% 或试件层间相对侧移超过罕遇地震作用下层间侧移限值 $1/30$,试验结束。

2 试验过程描述

试验重点研究新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)组合框架的层间抗震性能,基于试验过程记录现象,试件的受力过程按照受力特点划分为 3 个阶段:加载初期,试件处在弹性阶段 I;加载至相对侧移 1.0% 级,试件梁端削弱截面翼缘表面氧化膜开裂,即梁端截面进入屈服阶段 II(见图 3(a));继续加载至相对侧移 2.0% 级,试件梁削弱截面腹板部位屈服线基本贯通(见图 3(b)),基本形成塑形铰,且随后进入梁端截面屈服扩展阶段 III(见图 3(c))。加载至相对侧移 3.5% 级,B 柱上节点梁端下翼缘出现局部屈曲(见图 3(d));加载至相对侧移 4.0% 级,试件 A 柱上节点梁端下翼缘连接焊缝拉裂,且试件中梁出现明显面外扭转变形,试件达到最大承载力;随后继续加载至相对侧移 4.5% 级,试件 A 柱上节点梁端焊缝拉裂且裂缝向梁截面上部发展严重(见图 3(e)),对应实测数据显示试件承载力下降到极限承载力的 85% ,且整体与层间侧移均超过了罕遇地震作用下层间侧移限值 $1/30$,则试验宣告结束。

3 试验结果分析

3.1 滞回特性与骨架曲线

试件通过拟静力试验得到的滞回曲线可反映其承载力、刚度退化、耗能能力与变形模式等抗震性

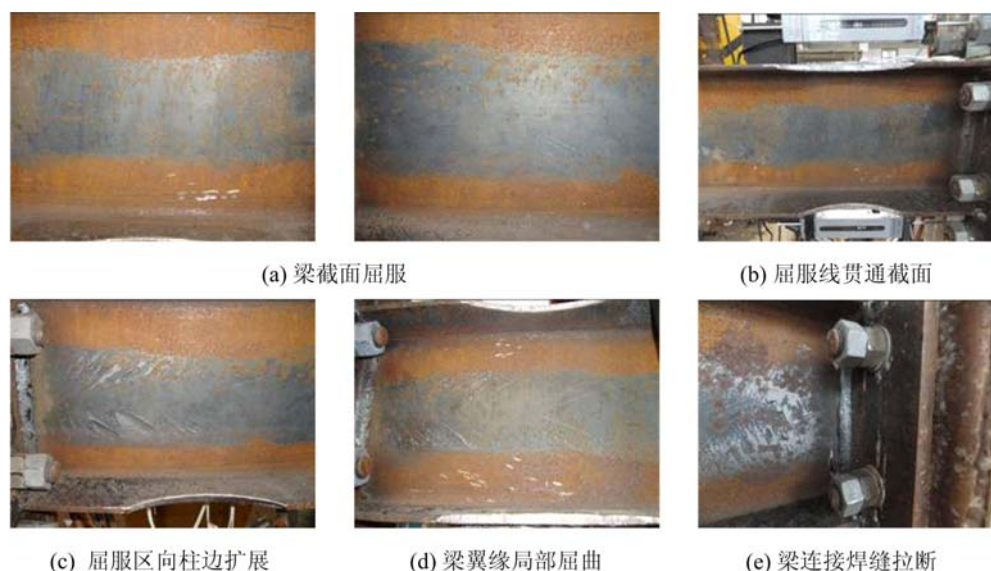


图 3 试验过程主要特征

Fig. 3 Main characteristics in test process

能。试件包括中间层与上下柱反弯点处截断的半层,目的在于准确模拟中间层受力与边界条件,为此,对比分析了试件顶点水平荷载 P -整体侧移角 θ 与层间侧移角 θ_1 曲线,见图 4。图中: P 为实测水平荷载; θ, θ_1 分别对应试件整体与层间侧移角, $\theta = \Delta/H$, $\theta_1 = \Delta_1/h$; Δ 为位移传感器 DT5 和 DT1 测量值之差; Δ_1 为位移传感器 DT4 和 DT2 测量值之差; H, h 分别为试件整体高度与中间层高。

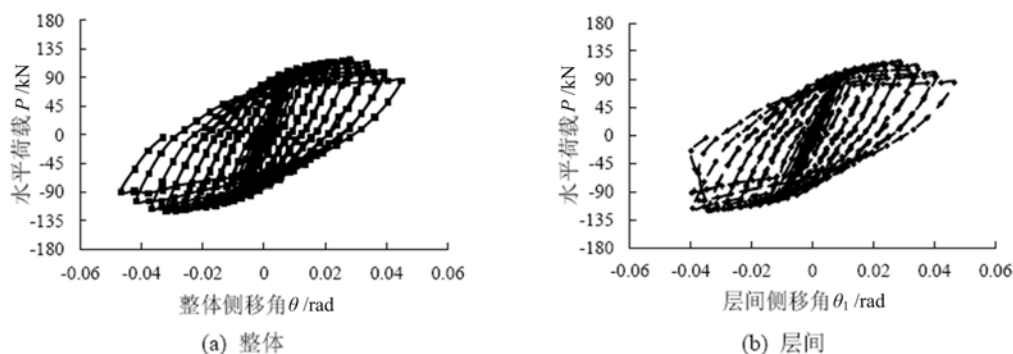


图 4 试件滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic loops of the specimen

由图 4 对比发现:加载前期,试件基本处在弹性阶段,滞回曲线基本为直线,少量的滞回耗能源于 PEC 柱混凝土和节点连接间隙挤压密实,结构无残余变形;随着加载继续,试件结构承载力明显提高,且在卸载过程中,对穿螺栓的预拉力使得节点连接表现出部分自行复位功效,滞回曲线相应呈现出捏缩效应;加载至相对侧移 1.0% 级过程中,梁剖面处翼缘边缘开始屈服;继续加载至相对侧移 2.0% 级,梁剖面处屈服线贯穿截面形成塑性铰,且卸载过程中对穿螺栓预拉力产生的自复位效果发挥到极致,滞回曲线捏缩效应表现明显;继续加载,梁剖面部位塑性铰区不断向梁端扩展,试件耗能增大趋势明显,滞回曲线捏缩效应基本恒定;加载至相对侧移 4.0% 级的过程中,试件承载力出现下降趋势,主要由于试件 A 柱上节点下翼缘连接焊缝拉裂所致;随后加载至相对侧移 4.5% 级,由于试件 A 柱上节点梁连接处拉裂裂缝向梁截面发展严重,对应试件承载力下降至极限承载力的 85% 以下,试件整体与层间侧移角均超过罕遇地震作用下层间侧移限值 1/30,则试验结束。

顶点水平荷载-侧移角骨架曲线可直观反映加载过程中试件的力学行为发展进程,试件整体与层间骨架曲线对比见图 5。图中显示:① 试件加载后期,由于试件 A 柱上节点端板焊缝拉断且裂缝向梁截

面中上部扩展明显,试件承载力呈现下降趋势,而试件整体与层间位移延性系数 $\mu_u = \delta_u / \delta_y$ (式中 δ_y 为试件结构屈服位移; δ_u 为试件承载力下降到极限承载力的 85% 对应的破坏位移) 分别大于 4.66 和 4.36, 表明试件具有良好的抗震延性; ② 整个加载过程中, 试件整体和层间骨架线基本重合, 即表明试件水平抗侧刚度沿高度分布均匀, 具有良好的整体性, 原因在于 PEC 柱的抗侧刚度与承载力较大, 且梁端截面削弱较好地实现了塑性铰区外移, 使得试件更好地满足“强柱弱梁”和“强节点”的抗震设计要求。

3.2 抗侧刚度退化

随着循环荷载次数的增加, 结构刚度退化规律可反映结构在受力过程中的损伤发展进程。引入峰值抗侧刚度 K_{pi} , 即每级加载位移峰值点连线斜率, 见式(1)。

$$K_{pi} = \frac{|P_i^+| + |P_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad (1)$$

式中, Δ_i^+ 、 Δ_i^- 分别为计算加载级滞回环正/反方向层间最大侧移; P_i^+ 、 P_i^- 分别为 Δ_i^+ 与 Δ_i^- 对应的水平荷载。

为研究层间抗震性能, 对层间抗侧刚度退化规律进行分析, 计算结果见图 6。图中可见: 初期加载至相对侧移 0.5% 级的过程中, 试件连接部位间隙和 PEC 柱混凝土挤压密实, 水平抗侧刚度呈增大趋势; 随后加载至相对侧移 0.75% 级, 试件处在弹性阶段, 层间水平抗侧刚度基本无退化; 随着加载的继续, 梁削弱截面翼缘开始屈服并不断向截面中部延伸, 层间水平抗侧刚度退化速度加快; 当加载至相对侧移 2.0% 级, 梁削弱截面处出现全截面屈服而形成塑性铰; 继续加载至试验结束, 梁削弱截面处塑性铰区不断向梁端扩展, 层间水平抗侧刚度退化速度趋于平稳, 试件结构表现出良好的整体性和抗震延性。

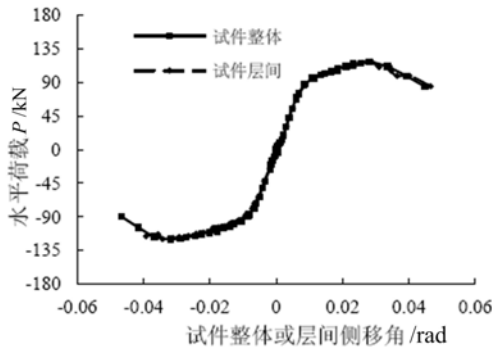


图5 试件整体与层间骨架曲线

Fig. 5 Skeleton curves for the specimen

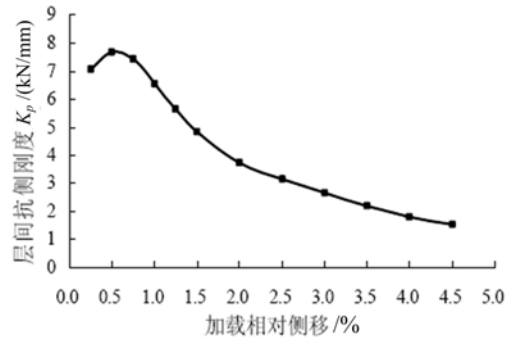


图6 层间抗侧刚度退化曲线

Fig. 6 Peak lateral stiffness degradation curve of inter-story

3.3 节点性能

框架梁柱节点是维系结构整体性和实现“强柱弱梁”、“强节点弱构件”抗震需求的关键部位, 节点性能取决于节点区剪切变形、连接变形和梁端削弱截面屈服变形, 因此, 对节点性能进行了进一步分析。

3.3.1 滞回曲线

试验显示试件最终破坏模式为梁端削弱截面充分屈服形成的理想塑性机构, 根据试验测试数据分析发现梁端削弱部分靠近柱 1/4 处截面首先出现屈服, 为此取该截面弯矩为节点连接参考弯矩 M , 梁端与 PEC 柱相对转角定义为连接转角 θ_2 ($\theta_2 = [(DT6 - DT7) \text{ 或 } (DT8 - DT9)] / h_{梁}$), 梁端与端板相对转角定义为梁端转角 θ_3 ($\theta_3 = [(DT10 - DT11) \text{ 或 } (DT12 - DT13)] / h_{梁}$)。基于图 7 所示框架结构在水平荷载作用下的力平衡条件可知:

$$\begin{cases} (P/2) \times H = 2V_b \times L/2 \\ M = V_b \times l \end{cases} \quad (2)$$

式中, P 为试件顶点水平荷载; H 为 PEC 柱顶底平面铰支座中心距离; L 为框架跨度; V 为梁中剪力; l 为弯矩 M 计算截面距梁跨中距离; $h_{梁}$ 为梁高。

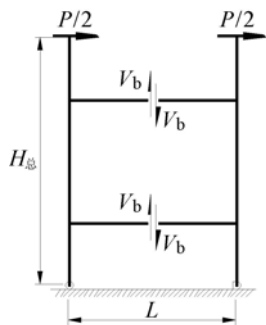
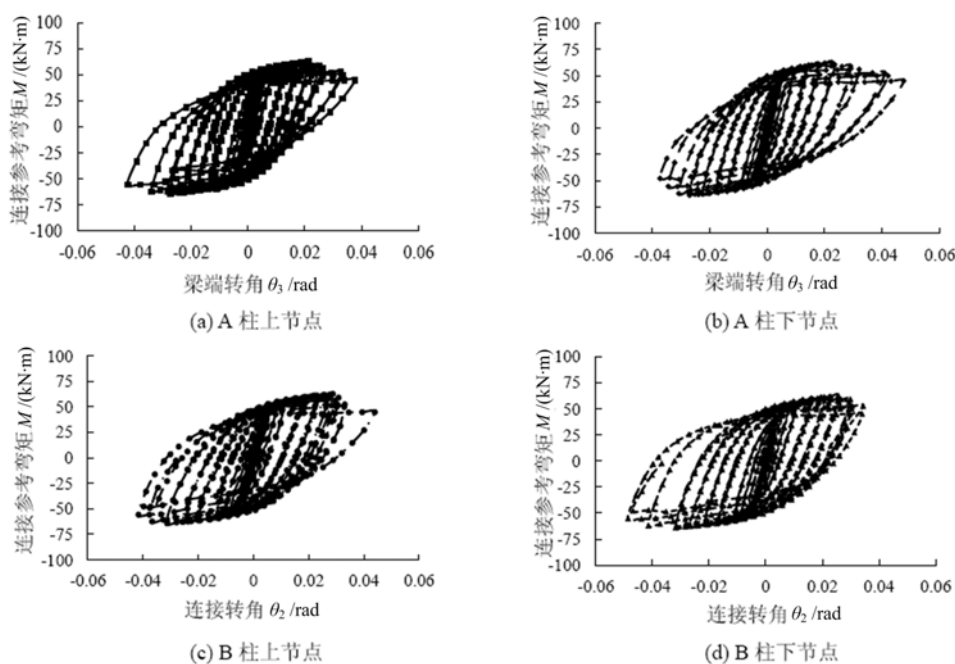


图 7 试件理想传力机理

Fig. 7 Load-transfer mechanism of the specimen

根据试验数据计算给出 $M-\theta_2$ 和 $M-\theta_3$ 滞回曲线见图 8, 由图分析可知, 在加载至相对侧移 1.0% 级后, 节点连接参考弯矩超过对应截面屈服弯矩 ($M_{\min}=45.80\text{kN}\cdot\text{m}>M_y\approx 43.86\text{kN}\cdot\text{m}$), 即截面已经进入屈服; 随着加载的继续至相对侧移 2.0% 级, 节点连接参考弯矩超过对应截面全截面塑性弯矩 ($M_{\min}=59.21\text{kN}\cdot\text{m}>M_p=52.32\text{kN}\cdot\text{m}$), (其中 M_y 为截面屈服弯矩; M_p 为截面塑性弯矩) 即截面充分屈服形成理想的塑性破坏机构, 节点转动能力充分发挥; 加载至相对侧移 4.5% 级, 试验结束, 试件承载力下降至其极限承载力 85% 对应的节点连接转角和梁端转角均超过罕遇地震作用下层间相对侧移限值 1/30 要求, 进一步验证了现行相关结构规范所规定的最大塑性转角 0.03rad, 较好保证了抗弯框架具备理想塑性破坏模式和良好的抗倒塌能力。

图 8 节点连接弯矩 M -转角 θ 滞回曲线Fig. 8 $M-\theta$ hysteretic loops of connection

为了进一步分析节点区对节点连接受力性能的影响, 基于节点区应变片测试数据, 依据公式(3)的计算结果, 节点区剪应变见图 9。

$$\gamma = 2\epsilon_{45^\circ} - \epsilon_{90^\circ} - \epsilon_{0^\circ} \quad (3)$$

式中, ϵ_{90° 为应变花中竖向应变片应变变量; ϵ_{45° 为应变花中 45° 方向应变片应变变量; ϵ_{0° 为应变花中水平方向应变片应变变量。

从图 9 中可以看出, 整个试验加载过程中, 所有节点区最大剪应变 $\gamma_{\max}=562.89\mu\epsilon$, 即节点区剪切变形极小, 对节点整体性能影响甚微, 这也进一步验证了节点区增设节点加强板构造措施明显提高了对节点区混凝土的约束作用, 且端板对穿螺栓连接实现了节点区混凝土斜压带传力模式^[10,11], 较好地发挥了混凝土的抗压性能优势, 更好地满足了“强节点”的抗震设计需求。

3.3.2 转动刚度退化

试件节点区较强, 节点转动能力主要取决于节点连接。为此, 对节点转动刚度 K_{pM} 进行了分析, 表征方法同层间抗侧刚度, 计算结果见图 10。对图分析可知: 初期加载至相对侧移 0.5% 级时, 试件 PEC

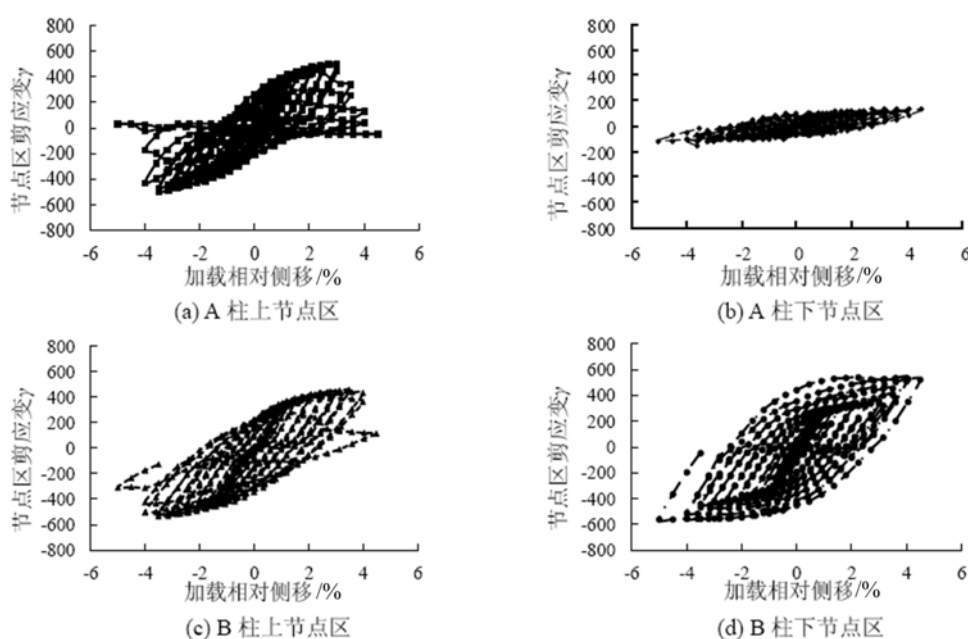


图9 节点区剪应变滞回曲线

Fig. 9 Shear strain hysteretic loops in the panel zone

柱中混凝土和节点连接部位间隙挤压密实,节点连接和梁端初始转动峰值刚度退化缓慢;加载至相对侧移1.0%级,梁端削弱部分靠近柱1/4处截面进入屈服,连接和梁端转动峰值刚度退化速度明显加快;继续加载到相对侧移2.0%级,梁端削弱部分靠近柱1/4处截面充分屈服过程中,节点连接转动峰值刚度退化趋势尤为显著;随后加载至相对侧移4.5%级,试验结束,梁端削弱截面塑性区域不断向梁端扩展,节点连接转动峰值刚度退化趋势趋于平缓,即表明端板对穿预拉螺栓钢端削弱截面连接方式具有较强的转动能力。此外,整个试验加载过程中,节点连接转动刚度较梁端转动刚度稍小,表明端板对穿螺栓连接的转动能力主要取决于梁端削弱截面的屈服。

3.4 耗能能力

试件结构的耗能能力可从滞回耗能(滞回环包围的面积)和等效黏滞阻尼比两方面加以分析。

3.4.1 滞回耗能

滞回耗能 E_h 不仅反映结构或构件损伤进程,也是评估结构抗震性能的重要指标,可通过滞回曲线包围的面积来衡量。为了揭示试件层间耗能机理,对试件整体、层间和节点连接的滞回耗能(滞回环面积)及各自对试件整体耗能贡献比值 η ($\eta = \text{计算部分耗能} / \text{试件整体耗能}$) 分别进行计算,结果见图11。

由图11(a)对比分析得出:加载初期,试件处在弹性阶段,少量耗能源于试件混凝土和节点连接缝隙的挤压密实;加载相对侧移1.0%级梁端削弱部分靠近柱1/4处截面开始屈服至相对侧移3.5%级梁端削弱部分屈服区不断向梁端扩展过程中,结构耗能增幅明显,且加载至相对侧移3.5%级,梁端焊缝拉裂;继续加载至试验结束,梁端焊缝裂缝不断向中部延伸,梁端塑性区扩展速度延缓,试件各部分耗能变化趋势趋向平缓。由图11(b)显示,加载至梁端削弱截面靠近柱1/4处截面进入屈服后,层间滞回耗能比 η 约为50%左右,而单个连接或梁端滞回耗能比 η 大于20%,这进一步说明试件整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀、试件耗能主要由节点梁端梁削弱截面屈服提供,实现了理想的屈服耗能模式。

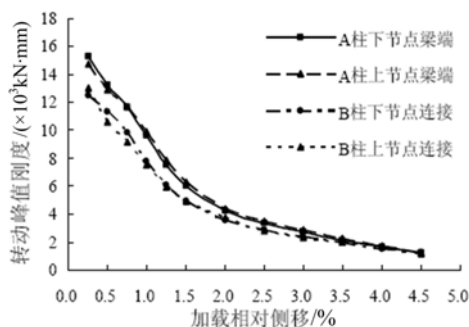


图10 节点峰值转动刚度退化曲线

Fig. 10 Peak rotational stiffness degradation curves of joint

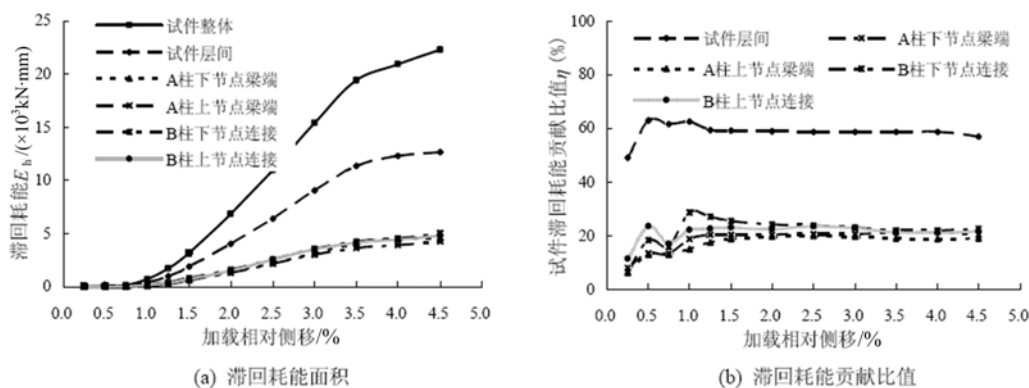


图 11 滞回耗能

Fig. 11 Hysteretic dissipated energy of the specimen

3.4.2 等效黏滞阻尼比

等效黏滞阻尼比 ζ_{eq} 可基于试件的滞回线环所包围的面积确定^[3-6]。图 12 给出了试件相关的等效黏滞阻尼比随加载相对侧移的变化曲线。

对图 12 分析可知:① 加载初期,试件 PEC 柱混凝土和节点连接缝隙的挤压密实耗散少量能量,等效黏滞阻尼比基本维持在 0.05 附近,与现行抗震设计规范^[1]建议对混凝土结构阻尼比取值 0.05 基本吻合;② 加载相对侧移 1.0% 级梁端削弱部分靠近柱 1/4 处截面进入屈服至相对侧移 2.0% 级全截面屈服过程中,试件各部分等效黏滞阻尼比增长速度加快;③ 继续加载至试件 A 柱上节点梁端下翼缘连接焊缝拉裂之前,梁端削弱截面塑性区逐渐向梁端扩展,等效黏滞阻尼比增长趋势平缓;④ 随后加载至相对侧移 4.5% 级试验结束,由于梁端焊缝拉裂相应延缓了塑性区的扩展速度,试件各部分等效黏滞阻尼比出现小幅度下降趋势。此外,图中还显示:试件整体与层间变化曲线基本重合,即试件结构沿高度耗能均匀,表明试件抗侧刚度沿高度均匀分布;梁端与节点连接等效黏滞阻尼比变化规律相同,且两者曲线明显高于试件整体和层间对应值,主要在于试件耗能主要由梁端削弱截面屈服提供;试件整体与层间最大等效黏滞阻尼比(ζ_{eq})_{max} 分别为 0.326 和 0.344,即试件具有良好的耗能能力。

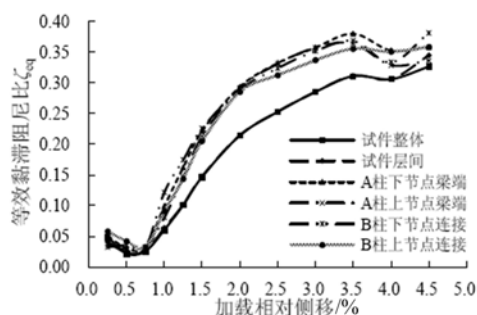


图 12 试件的等效黏滞阻尼比

Fig. 12 Equivalent viscous damping ratios

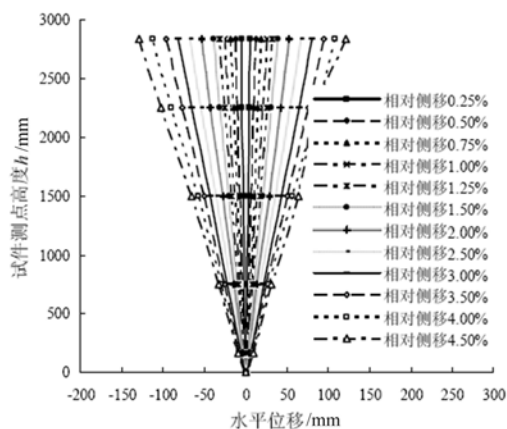


图 13 试件侧移变形模式

Fig. 13 Drift deformation patterns of the specimen

3.5 侧移变形模式

结构沿高度的水平侧移分布规律反映抗侧力结构体系的受力侧移模式(弯曲型、剪切型或弯剪型),基于试验沿高度不同位置设置的 5 个位移传感器试验测试数据处理,得到了不同加载级峰值状态下试件水平侧移曲线,见图 13。从图中可以看出,在整个试验加载过程中,试件水平侧移沿高度呈线性增长趋势,即表现为理想的倒三角弯剪型侧移变形模式,进一步验证了试件结构整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀。

4 主要结论

(1) 新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)端板连接组合框架子结构在拟静力试验过程中经历了 3 个阶段:弹性阶段阶段Ⅰ、梁端削弱部分截面屈服发展阶段Ⅱ、梁端削弱部分屈服区向梁端扩展阶段Ⅲ。

(2) 新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)端板连接组合框架子结构层间位移延性系数 $\mu_u = 4.36$ 和最大等效黏滞阻尼系数 $(\zeta_{eq})_{\max} = 0.344$, 表明试件具有较好的抗震延性和耗能能力。

(3) 新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)端板连接组合框架子结构水平抗侧刚度沿高度均匀分布, 水平侧移表现为理想的倒三角弯剪型侧移模式。

(4) 新型 PEC 柱(强轴)-钢梁(RBS)端板连接组合框架子结构的最终破坏模式为梁端削弱截面充分屈服形成塑性铰的理想塑性破坏机构, 且在承载力下降到极限承载力 85% 之前, 试件整体与层间侧移角和节点转角均超过大震层间相对侧移限值 1/30, 试件结构具有良好的抗倒塌能力。

参考文献:

- [1] GB50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010 (GB50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010 (in Chinese))
- [2] ATC-63. Quantification of building seismic performance factors[S]. Washington, D. C: Applied Technology Council, 2010.
- [3] 方有珍, 顾强, 申林, 等. 薄壁钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(4):113—120 (FANG Youzhen, GU Qiang, SHEN Lin, et al. Hysteretic behavior study of PEC columns (weak axis) fabricated with thin-walled built-up section by full scale[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(4):113—120 (in Chinese))
- [4] 方有珍, 陆承铎, 马吉, 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能足尺试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(1):24—33 (FANG Youzhen, LU Chengduo, MA Ji, et al. Experimental study on hysteretic behaviors of PEC columns (weak axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(1):24—33 (in Chinese))
- [5] 方有珍, 马吉, 陆承铎, 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(强轴)滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3):181—190 (FANG Youzhen, MA Ji, LU Chengduo, et al. Test study on hysteretic behaviors of PEC columns (strong axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(3):181—190 (in Chinese))
- [6] Jones S L, Fly G T, Engelhardt M D. Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connection[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4):441—451.
- [7] 郁有升, 王燕. 钢框架梁翼缘削弱型节点力学性能的试验研究[J]. 工程力学, 2009, 26(2):168—175 (YU Yousheng, WANG Yan. Experimental study on the mechanical property of reduced beam section of steel frames [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(2):168—175 (in Chinese))
- [8] Ricles J M, Peng S W, Lu L W. Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(2):223—232.
- [9] 石永久, 王萌, 王元清, 等. 钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(9):51—58 (SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing, et al. Analysis on the behavior of steel frame end-plate connections[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(9):51—58 (in Chinese))
- [10] 马吉, 方有珍, 陆承铎, 等. 薄钢板 PEC 柱-钢梁端板对拉螺栓连接滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6):107—115, 123 (MA Ji, FANG Youzhen, LU Chengduo, et al. Hysteretic behavior study on connection of PEC column-steel beam with end plates and high-strength penetrating bolts [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(6):107—115, 123 (in Chinese))
- [11] 方有珍, 顾强, 姚江峰, 等. 新型卷边钢板组合 PEC 柱-钢梁中节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(7):53—62 (FANG Youzhen, GU Qiang, YAO Jiangfeng, et al. Experimental study on seismic performance of new PEC column fabricated with crimping thin-walled built-up section-steel beam interior connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(7):53—62 (in Chinese))

Experimental study of inter-story substructure collapse mechanism of PEC column(strong axis)-steel beam(RBS) composite frame

SHEN Xiao-ming^{1,2}, NIU Rong-bin¹, FANG You-zhen¹, BAO Zhang-jun¹

(1. College of Civil Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China;

2. Wuzhong Construction Drawing Inspection Center of Suzhou, Suzhou 215128, China)

Abstract: Structural collapse resistance performance is the key to maintain structure integrity after earthquake and to realize the design target of collapse prevention at maximum considered earthquake level. In order to study the inter-story substructure collapse mechanism of an innovative PEC column (strong axis)-reduced section steel beam composite frame, a 1 : 2 scale specimen of composite frame inter-story substructure was designed and fabricated, then quasi-static experiment was carried out. Based on the experimental phenomena and measured data, the failure process, hysteretic behavior, horizontal lateral stiffness degradation, energy dissipation capacity, horizontal displacement mode and plastic failure mechanism of specimen were analyzed. Experimental results indicate that using penetrated bolt connection, the force transfer mode of concrete diagonal strut in panel zone was established, and the reduced beam end section causes the plastic hinge to form at the beam end is far away from the panel zone, which meets the seismic demand of “strong joint weak member”. The specimen displacement ductility coefficient $\mu_u=4.36$, the maximum equivalent viscous damping ratio $(\zeta_{eq})_{\max}=0.344$, which possesses good ductility and energy dissipation capacity. The horizontal anti-lateral stiffness of the specimen is uniformly distributed along the height, showing an ideal inverted triangle lateral displacement mode. The ultimate failure mode of specimen is an ideal plastic failure mechanism; yielding plastic hinge is formed at the end of reduced section steel beam. While the bearing capacity is not descending to 85% of its ultimate bearing capacity, the inter-story drift and connection rotations are all exceed the drift limit (1/30) at maximum considered earthquake level, correspondingly the specimen has sound collapse prevention capacity.

Keywords: innovative partially encased composite (PEC) column; reduced section steel beam; inter-story substructure; quasi-static test; collapse mechanism