

钢梁栓-焊混合连接节点性能试验

何敏娟¹, 焦燊烽^{1,2}, 马人乐¹

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 河南科技大学 建筑工程学院, 河南 洛阳 471003)

摘要: 为实现工业化建筑快速施工的目标, 设计了钢梁现场翼缘对接栓-焊混合连接节点. 此节点在拼接处梁的下翼缘及近下翼缘的腹板上焊接法兰板, 通过高强度螺栓连接; 法兰板上部焊接加劲板, 加劲板同时焊接于梁腹板上; 腹板采用高强度螺栓连接, 上翼缘待腹板和下翼缘安装完成后现场俯焊. 为考察此节点在地震作用下的极限承载力、滞回性能及失效模式等性能, 设计了3个试件进行单向及低周往复加载试验. 试验结果表明, 梁节点具有很好的延性转动能力, 转角最大可达0.095 rad, 延性转动后摩擦型螺栓变成承压型高强度螺栓, 强度还有一定的提高. 最终节点失效是由于连接法兰板的螺栓松动, 法兰板缝隙发展, 导致螺栓滑丝松动而失去承载能力.

关键词: 工业化建筑; 梁柱节点; 栓-焊混合节点; 低周往复加载试验

中图分类号: TU365

文献标志码: A

Experimental Study on Flange Bolted-welded Connection for Steel Column-beam

HE Minjuan¹, JIAO Yufeng^{1,2}, MA Renle¹

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Building Engineering, Henan University of Science and Technology, Luoyang 471003, China)

Abstract: In order to facilitate the construction of industrial buildings, a new type of splice joint, named flange-bolted-welded hybrid joint, was designed to splice I-shape beam to steel connections. The flange, welded with the bottom beam flange as well as the web close to bottom flange, was jointed by high strength bolt. Stiffening plate was welded at top of the flange. While downhand welding and high strength friction grip bolts were used for the top beam flange and the beam web, respectively. Monotonic and reversed cyclic loading tests were conducted on three specimens of this innovative joint to investigate its load-bearing capacity, energy-dissipating capacity and failure modes. The

experimental data indicate that the joint has high load-bearing capacity and great rotational ductility with the maximum plastic rotational angle up to 0.095 rad. The strength of specimen will be increased after rotational ductility for the reason that its high strength friction grip bolts transform to bearing type. The failure mode is due to the looseness of bolts connecting flange plate as well as the development of gap between the flange plate.

Key words: industrialized building; column-beam connection; bolted-welded joint; cyclic experiment

工业化建筑是构建我国节约型社会的主要途径之一, 也是我国长久以来的发展方向^[1]. 目前我国在轻钢建筑体系的工业化程度上远远弱于美国、加拿大, 这主要是由于没有形成与之相配套的成套技术, 且已有的技术现场施工效率较低. 而作为结构设计中关键部位的节点合理与否将直接影响到结构的安全和工程造价. 如今钢框架梁柱连接节点的安装仍然采用最传统的连接方式, 即焊接连接、高强度螺栓连接或将焊接和高强度连接混合应用^[2]. 虽然国内外学者从提高抗震性能、改善延性耗能^[3-6]等角度对节点进行了很多改进, 但对既具有良好的耗能能力, 又符合现代施工技术和工业化要求的节点构造缺乏设计和研究. 作者以加快施工速度、改善节点受力性能为原则, 设计了钢梁现场翼缘对接栓-焊混合连接节点, 即在拼接处垂直于腹板及下翼缘截面上焊接法兰板, 法兰板之间用高强度螺栓连接, 上翼缘现场焊接. 此拼接节点工厂加工工艺简便, 现场使用螺栓数量少, 简化了节点构造, 便于加工及安装时就位和调整, 节省了拼装时间. 由于工地装配实现了快速施工, 克服了普通节点耗费现场劳动力的缺点, 降低了施工成本并缩短了工期. 因此节点符合工业化建筑发展的趋势, 存在明显优势, 有必要对其静力、动力

收稿日期: 2012-12-18

基金项目: 国家自然科学基金(51378382)

第一作者: 何敏娟(1963—), 女, 教授, 工学博士, 主要研究方向为高耸结构及木结构. E-mail: hemj@tongji.edu.cn

通讯作者: 焦燊烽(1978—), 女, 博士生, 主要研究方向为高耸结构. E-mail: 2010jiaoyf@tongji.edu.cn

性能开展系统深入的研究. 为此在同济大学建筑结构实验室进行了 3 个足尺试件的单向及循环加载试验, 以分析其承载力影响因素、延性和耗能能力, 并确定设计公式, 进行抗震性能的综合评价.

1 节点特征与设计

拼接位置的选择依据“在内力最小的部位”的原则, 并根据框架梁内力特点, 拼接点基本位于正弯矩与负弯矩交界处, 位于距梁端约 1 倍梁高处现场对接, 可以节省连接材料. 节点构造如图 1 所示, 梁腹板采用摩擦型高强度螺栓连接, 下翼缘及靠近下翼缘的腹板焊接法兰板, 两法兰板用高强度螺栓连接. 法兰板两侧设置加劲板, 分别焊接于法兰板及梁腹板上. 由于上翼缘实施俯焊, 操作简便高效, 故待腹板和下翼缘安装完成后现场焊接, 与腹板螺栓连接构成混合连接节点形式.

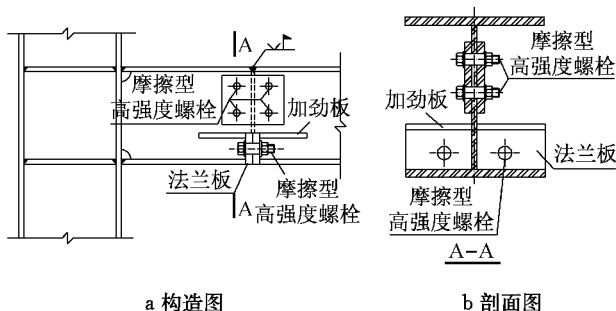


图 1 钢梁现场翼缘对接栓-焊混合连接节点构造图

Fig.1 Detail drawing of flange bolted-welded connection of steel beam

节点按拼接点处构件内力进行设计, 即实用设计法. 其中剪力由腹板处摩擦型高强度螺栓抵抗, 螺栓个数按抗剪螺栓计算确定. 抗弯设计中, 考虑到梁端部不仅会产生正弯矩, 还有负弯矩产生的情况. 因此, 将下翼缘设计成用法兰板加高强度螺栓连接的方式, 当出现负弯矩时, 可通过法兰板接触受压传递. 出现正弯矩时, 可通过法兰板高强螺栓受拉抵抗. 此时取梁截面中心为转动中心, 按螺栓拉力与螺栓至转动中心的距离成正比计算螺栓数量. 拼接节点的法兰板厚度 d 按下式取值:

$$d \geq \sqrt{5M_{\max}/f} \quad (1)$$

其中, 法兰板单位板宽的最大弯矩 M_{\max} 近似按最大平均压应力作用在三边支撑的近似矩形平板上, 查建筑结构静力计算手册^[7]得到; f 为钢材强度设计值. 由于拼接一般选择在内力较小的部位, 故节点处需要的螺栓数量少, 现场安装快速, 施工方便.

2 试验研究

2.1 试件设计

本试验根据某实际工程的框架梁内力(距离梁端约 0.5 m 处, 弯矩 $M=37.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 剪力 $F=57.5 \text{ kN}$)设计了 3 个足尺试件, 编号为 B1-1, B2-1, B2-2, 如图 2 所示. 其中, 试件 B1-1 实施单向加载, B2-1, B2-2 实施低周往复循环加载. 梁柱截面选用型钢 $\text{HN}250 \times 250 \times 9 \times 14$, 试件及零部件钢材等级为 Q345B, 工厂气体保护焊, H 形钢梁柱钢材力学性能试验结果见表 1; 由于拼接点选择在内力较小的部位, 因此腹板处连接仅设计两个 8.8 级 M20 摩擦型高强度螺栓抗剪. 法兰板处采用 10.9 级 M30 高强度螺栓, 摩擦系数均取 0.4.

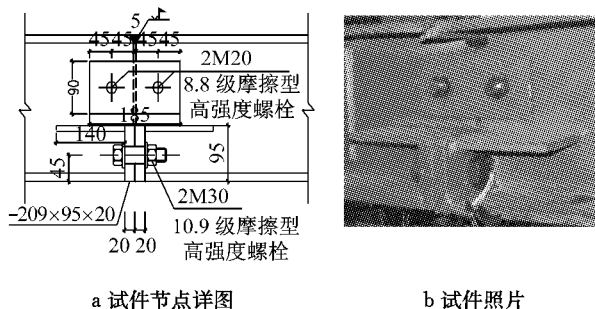


图 2 试件节点详图(尺寸单位:mm)

Fig.2 Joint detail(unit: mm)

表 1 钢材材性试验结果

试件	板厚/mm	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	伸长率/%	f_y/f_u
B1-1	14	384	482	22.1	0.79
B2-1	14	359	488	21.3	0.74
B2-2	14	391	497	18.2	0.78

2.2 试验装置及测点布置

试验装置及测点布置见图 3 所示. 试验时钢柱柱脚平行于实验室地槽方向放置, 为保证试验安全及防止试件整体失稳, 采用地脚锚栓将试件下部与地槽连接固定, 柱子上部通过焊接在钢柱的过渡段与试验室反力架相连. 在距离节点右端 1 m 处设 100 t 液压推拉千斤顶施加单向及低周循环荷载, 千斤顶上端固定在反力架上, 下端用螺栓连接在试验构件上. 为防止梁发生平面外失稳, 在距离拼接点右侧 0.5 m 处的梁两侧放置面外支撑以限制侧倾, 试验现场照片如图 4. 高强度螺栓采用扭矩法施工, 所用到的 8.8 级 M20 和 10.9 级 M30 高强度螺栓施加的预拉力分别为 125 kN 和 355 kN.

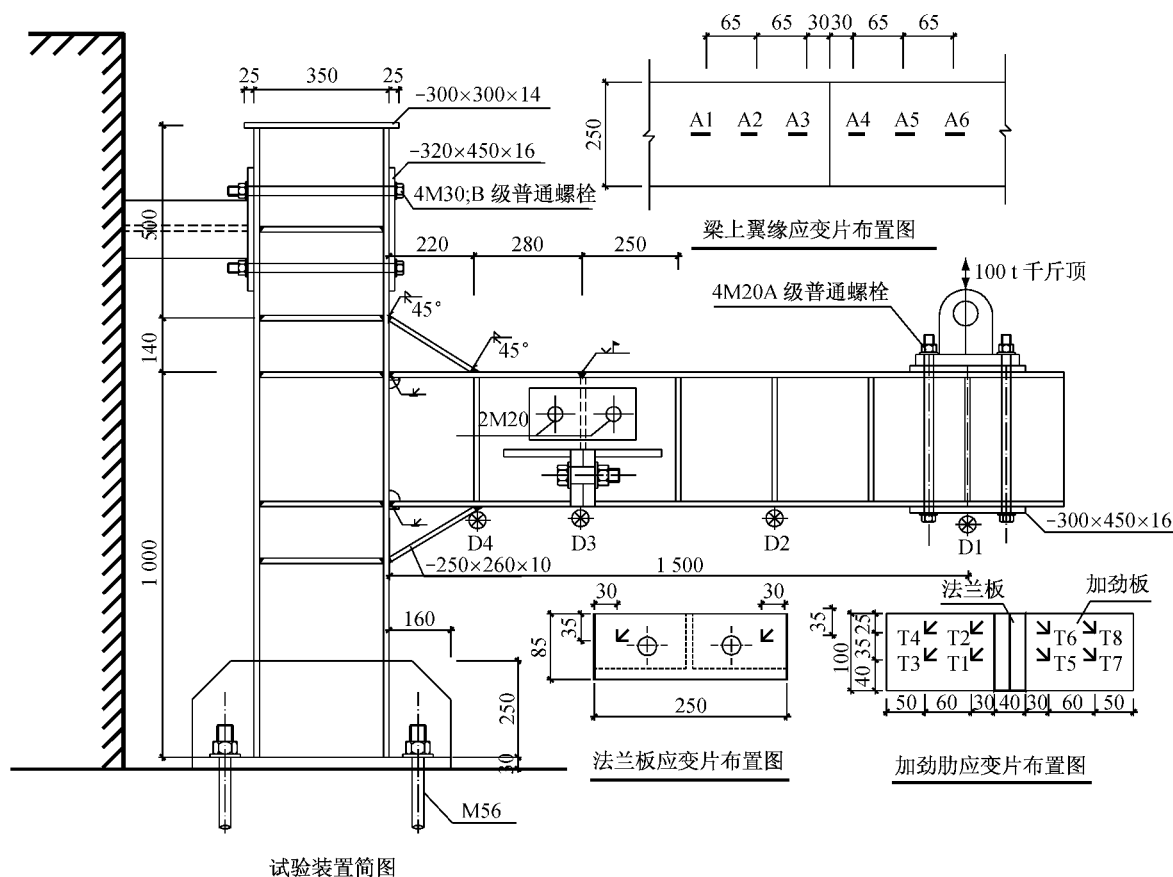


图 3 试验装置和测点布置图(尺寸单位:mm)

Fig.3 Test set-up and measurement points(unit: mm)

为了测量梁的变形和塑性转角,在梁 D1,D2,D3,D4 处布置测点,每个测点放置位移计.其中,D1 号位移计测量加载点位移,D2,D3,D4 号测量梁的变形曲线.为测量梁的抗弯及抗剪性能,在梁上、下翼缘、加劲板、法兰板上粘贴电阻应变片,其中翼缘布置的是沿梁长度方向的单向应变片,法兰板、法兰加劲板布置三向应变片.



图 4 加载图示

Fig.4 Monotonic loaded specimen

2.3 加载制度

对试件 B1-1 在加载点施加竖直向下荷载,如图 4 所示.加载前先对结构进行预加载,大小为 5 kN.预加载完成后开始进入正式加载.正式加载时,按力控制进行,从 10 kN 开始,按 40 kN 递增,加至 450 kN.

对试件 B2-1 和 B2-2 施加低周循环加载,根据文献[8]的建议和试件的特点,采用荷载-位移双控制的方法,加载分两个阶段进行.第 1 阶段,以荷载作为加载控制,按 10 kN 递增,加至 350 kN,此时经有限元前期分析可知梁截面进入塑性或节点处形成塑性铰.之后进行第 2 阶段加载,根据单向荷载作用下的线性极限荷载对应的位移曲线计算 Δ_y ,循环加载可按以下方法进行: $\pm\Delta_y/4$ 和 $\pm\Delta_y/2$ 各自循环 1 周, $\pm3\Delta_y/4$ 和 $\pm\Delta_y$ 各自循环 2 周, $\pm2\Delta_y$ 和 $\pm3\Delta_y$ 各自循环 3 周,直至结构承载力下降到峰值荷载的 85%.试验定义加载方向,向上(拉)为正向,向下(压)为负,试验时先拉后压.

3 单向加载试验结果及分析

3.1 试验过程和破坏模式

试件 B1-1 在加载后期,荷载约为 260 kN 时,拼接板处螺栓略微松动.但拼接处上翼缘变形极不明显,下翼缘由于使用法兰板连接,压力依赖法兰板顶紧的作用,也没有较大的变形.随着荷载的增加,梁柱节点处柱的加劲板局部屈曲,梁柱连接处剪切变

形开始发展. 可以看到下翼缘加腋已屈曲, 梁端位移增大, 梁柱节点连接处加劲肋屈曲变形严重. 最终梁端竖向位移达 280 mm, 而拼接节点处几乎没有明显变形和转角, 转角较大的部位是梁柱节点域.

3.2 试验结果

3.2.1 荷载-位移曲线

单调荷载作用下梁端荷载-位移曲线如图 5 所示. 从中可看出当加载至 380 kN 时, 荷载-位移曲线基本水平, 开始进入塑性. 当荷载继续增加时, 钢梁拼接点对梁端竖向位移的贡献减弱, 梁柱节点处开始发展剪切变形. 且延性转动后摩擦型高强度螺栓群变成了承压型高强度螺栓群, 强度可有一定提高, 节点的极限承载能力也相应有一定提高. 表现为荷载-位移曲线还有一个上升段. 此节点传递的弯矩、剪力最大值远远超过梁拼接节点处相应内力设计值.

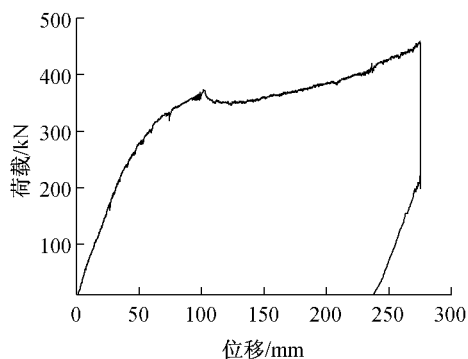


图 5 D1 位移计处荷载-位移曲线

Fig.5 Load-displacement curve at displacement transducer D₁

3.2.2 节点构件应力分析

拼接点上、下翼缘测点处第一主应力较小, 远未达到屈服, 说明构件在拼接处受力安全可靠. 图 6 为法兰板荷载-应力曲线, 在竖向荷载作用下, 两侧法兰板处于顶紧状态, 观察法兰板上布置的应变片数据, 在加载达到极限荷载 350 kN 时, 法兰板基本处于弹性变形阶段, 极限应力接近 230 MPa.

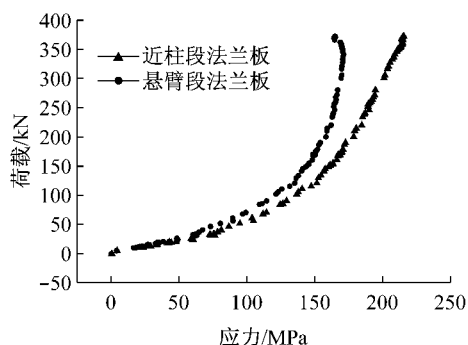


图 6 单向加载法兰板荷载-应力曲线

Fig.6 Uniaxial load-stress curves of flange

加劲肋通过与腹板及法兰板的焊缝来支承法兰板, 防止其发生屈曲. 由于加劲肋传力依靠面内刚度进行, 作用显著, 有必要进行应力分析. 加劲肋测点布置如图 3 所示, 测得其应力值如表 2 所示. 表中数据显示, 在加劲肋受力薄弱部位, 其应力均处于弹性阶段, 未发生板的局部屈曲. 这与试验现象相吻合. 当节点承受正弯矩时, 法兰板加劲肋受压, 到达极限荷载时, 仍保持平面, 并未发生屈曲, 焊接部位也没有撕裂现象, 说明加劲肋充分发挥了对法兰板的加强作用.

表 2 加劲肋测点应力表

Tab.2 Stress of measurement points of the stiffening plate

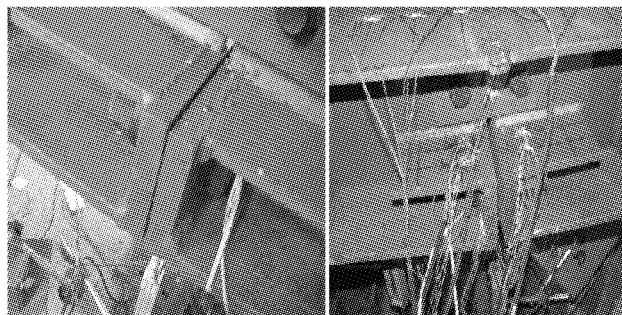
测点	应力/MPa		测点	应力/MPa	
	$P_y = 355.5 \text{ kN}$	$P_u = 454.7 \text{ kN}$		$P_y = 355.5 \text{ kN}$	$P_u = 454.7 \text{ kN}$
T1	40.4	81.3	T5	119.8	166.8
T2	78.4	169.0	T6	14.0	36.2
T3	41.5	63.4	T7	14.4	17.1
T4	37.8	74.3	T8	115.7	110.7

注: P_y 为屈服荷载, P_u 为极限荷载.

4 往复加载试验结果及分析

4.1 试验过程和破坏模式

试件 B2-1 和 B2-2 都经历了完整的加载过程, 各试件变形模式和破坏模式基本一致. 以试件 B2-2 为例, 介绍试件的变形和破坏模式. 在弹性阶段, 试件加载过程中无声音发出, 构件变形很小, 当循环至 $P = \pm 180 \text{ kN}$ 时, 连接下翼缘的法兰板之间开始出现缝隙. 循环至约 $P = \pm 200 \text{ kN}$ 时, 连接腹板的螺母略微松动, 构件发出脆响. 此时法兰板下部缝隙 $\delta_1 = 13 \text{ mm}$, 上部缝隙 $\delta_2 = 7 \text{ mm}$, 如图 7 所示. 当压至 $P = -400 \text{ kN}$ 时, 梁柱连接节点域处的下翼缘开始



a 法兰板出现缝隙(拉力 180 kN) b 法兰板脱开(拉力 200 kN)

图 7 往复加载试件法兰板脱开过程图

Fig.7 Gap development of flange in cyclic loaded specimen

出现变形,梁柱节点剪切变形亦开始发展.随着往复荷载的不断增大,下翼缘法兰板之间的缝隙逐渐增大,连接法兰板的螺栓松动,最后螺母崩开,节点失效.此时,梁端位移 $\Delta = +120$ mm.

4.2 试验结果

4.2.1 试件的滞回特性

试件 B2-2 在测点 D1 的滞回曲线如图 8 所示.从图中看出,梁端在向上拉力作用下产生的位移比向下压力作用产生的位移大.且在拉力作用下,滞回曲线更为饱满,这符合节点构造受力原理.节点在往复荷载作用下,连接法兰板的两螺栓逐渐松动.当荷载为向上作用的拉力时,由于下部螺栓的松动,造成两法兰板之间出现缝隙.当荷载向下作用时,梁端位移首先要抵消此缝隙造成的位移,即两法兰板重新粘合,并且被顶紧,之后才开始承受向下的荷载.因此从图上看,梁端向下位移较小,约为向上位移的 25%.且承担正负弯矩作用的两部分拼接部件并非独自受力,框架梁正负弯矩经过荷载组合后不对称,原设计理念也并非是需要正负弯矩作用下刚度和承载力绝对对称.

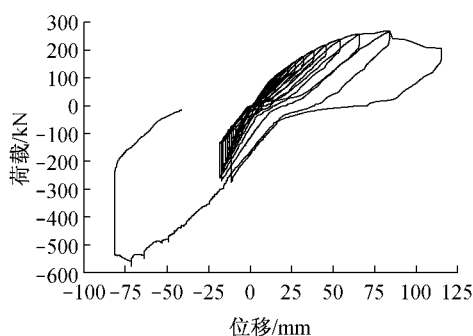


图 8 试件 B2-2 滞回曲线图

Fig.8 Hysteretic loops of specimen B2-2

从以上分析可知,两法兰板在往复荷载下处于不断分开和顶紧的过程.而法兰板依靠螺栓连接,螺栓的松动效应较为明显,最终螺母脱开螺杆导致节点丧失承载力.此时极限承载力已经远远超过拼接处构件内力.从试验现象及试验结果看,此新型节点可以满足安全有效传递被连接板件内力的要求.本设计节点与悬臂梁段耗能拼接节点设计机理^[6]并不一致,其构造是将梁塑性铰外移,并削弱拼接,以利于形成塑性铰.而此节点构造并未将塑性铰外移,拼接节点刚度较大,接近等强度连接,能避免现场焊接和螺栓安装工作量大的缺点,安装快速有效.

4.2.2 骨架曲线

骨架曲线是将滞回曲线上每次循环的峰值点连

接而成,它反映了试件的屈服、极限承载能力.

试件 B2-1, B2-2 的骨架曲线如图 9 所示,其显著特点是:① 各骨架曲线有相似的变换趋势,有明显的弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段.在荷载 $P = 250$ kN 时,试件达到弹塑性阶段,经历了塑性强化后达到极限荷载 $P_u = 330$ kN.② 由于钢梁拼接节点抵抗正负弯矩的能力不同,故正反向加载的骨架曲线不对称,这亦符合梁端实际受力状态,因为梁端的正负弯矩往往是不相等的.正弯矩作用下,梁下翼缘受拉,拉力由连接法兰板的螺栓抵抗,当法兰板逐渐脱开后,其抗拉能力减弱,导致梁端变形增加较快.下翼缘受压时,此压力靠下部法兰板抵紧作用来承受,法兰板的抵紧作用较强,故变形相对较小.此变形特征及抵抗正负弯矩的能力与实际框架梁端受力相符,更能充分利用材料特性.在设计时,可根据梁端实际正负弯矩值确定法兰板厚度及高强度螺栓直径.

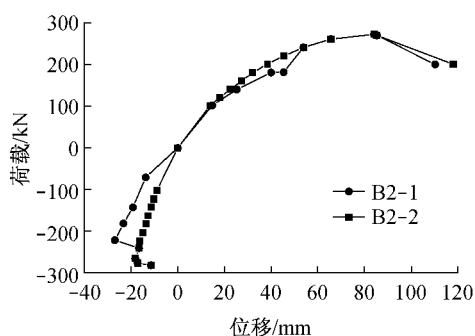


图 9 骨架曲线

Fig.9 Skeleton curves

4.2.3 塑性转角

文献[9]要求刚性连接试件在破坏时的塑性转角能够达到 0.03 rad,这里塑性转角 θ_p 是指梁端塑性位移除以梁的长度.此塑性转角并未考虑拼接点对梁柱节点的变形能力的贡献,因此针对本试验研究的拼接形式,没有转动能力的评价标准.本文定义的 θ_p 为悬臂段梁端塑性位移除以悬臂段梁的长度,作为评价转动能力的参考.表 3 为各试件梁端塑性转角.

表 3 梁端塑性转角

Tab.3 Plastic rotation angle

编号	B1-1	B2-1	B2-2
塑性转角 θ_p	0.081	0.095	0.091

由于在试验中,梁拼接点变形先于梁柱节点,故计算塑性转角时选取的荷载为试验观察到的梁柱节点开始发展剪切变形前的荷载,从而得到的塑性转角能较为真实地反映此拼接节点的转动能力.从结

果看出,此连接在循环荷载作用下具有良好的延性和耗能能力,可以应用于多层抗震钢框架中。

4.2.4 节点构件应力分析

往复荷载作用下,拼接点翼缘测点应力很小,与单向荷载作用类似。法兰板是此节点的关键构件,既形成了重要的受力体系,也是实现快速拼接的有力保证,图10给出了其荷载-应力关系曲线。从图中可看出,法兰板应力达到屈服时的荷载与梁柱节点剪切变形开始发展的荷载相对应,此结果与试验现象吻合。由于加载至屈服荷载时法兰板应力已达屈服,故法兰板设计厚度不宜过小,本文中提出的设计公式(1)能满足法兰板强度要求。

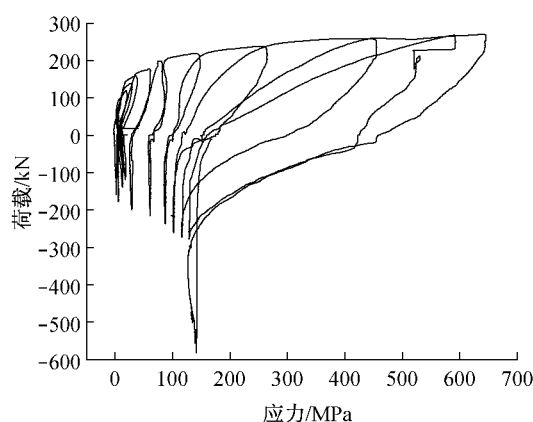


图10 往复加载法兰板荷载-应力曲线

Fig.10 Cyclic load-stress curve of flange

5 结论

(1) 往复加载构件最终破坏是下翼缘两法兰板之间的缝隙逐渐发展,连接法兰板的螺栓松动,最后螺杆滑丝,预应力完全丧失,构件失去承载能力。此时,梁转角最大可达0.095 rad,说明节点具有很好的转动能力。且在施加高强度螺栓预拉力时,要严格控制其预拉力大小,避免预拉力损失,否则失去了实际使用的价值。

(2) 法兰板是此节点的重要构件,当法兰板受压时,两法兰板的抵紧作用非常强,有效地传递了弯矩。

(3) 节点传力途径清晰,受力机理明确,本文对拼接节点处构件的强度及承载能力分析,与试验现象和数据吻合;提出的设计方法及设计假定符合节点真实受力特点,能够保证节点的强度及承载能力。试验结果显示拼接点内力极限值已经远远超出梁内力设计值,连接节点能够满足实际工程的需要及拼接

节点安全传递梁内力的要求。

(4) 由于工厂焊接质量容易控制,试件无一例发生焊缝破坏,尤其是较为重要的法兰板与下翼缘及近下翼缘的腹板的焊缝连接。上翼缘由于俯焊实施高效可靠,质量容易得到保证,也没有发生破坏。此拼接节点实现了工厂生产,现场快速安装的工业化建筑发展目标,可应用于钢结构及钢木混合结构的设计施工中。

参考文献:

- [1] 李忠富,曾赛星,关柯.工业化住宅的性能与成本趋势分析[J].哈尔滨建筑大学学报,2002,35(3):105.
LI Zhongfu, ZENG Saixing, GUAN Ke. Trend analysis of performance and cost of industrialized house [J]. Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture, 2002, 35 (3):105.
- [2] 李星荣,魏才昂,丁峙琨,等.钢结构连接设计手册[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,2005.
LI Xingrong, WEI Caiang, DING Zhikun, et al. Steel structure connection design manual [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2005.
- [3] 石永久,王萌,王元清,等.钢框架改进型梁柱节点滞回性能有限元分析[J].沈阳建筑大学学报:自然科学版,2010,26(2):205.
SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing, et al. FEM analysis on cyclic behavior of improved beam-column connections in steel frames [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2010, 26(2):205.
- [4] 杨庆山,李波,杨娜.梁腹板开圆孔钢框架梁柱节点的性能研究[J].工程力学,2007,24(9):111.
YANG Qingshan, LI Bo, YANG Na. Investigation on behaviors of the connection with opening in beam web of steel moment resisting frames [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(9):111.
- [5] CHEN Chengchin, LIN Chunchou, LIN Chiehhsiang. Ductile moment connections used in steel column-tree moment resisting frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006(62):793.
- [6] 李启才,苏明周,陈爱国,等.带悬臂梁段拼接的梁柱连接节点试验分析[J].工业建筑,2004,36(6):74.
LI Qicai, SU Mingzhou, CHEN Aiguo, et al. Experimental analysis of steel beam-to-column connection with cantilever beam splicing [J]. Industrial Construction, 2004, 36(6):74.
- [7] 《建筑结构静力计算手册》编写组.建筑结构静力计算手册[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,1998.
Building Structure Static Calculation Handbook Writing Group. Building structure static calculation handbook [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998.
- [8] 中国建筑科学研究院. JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S].北京:中国建筑工业出版社,1997.
China Academy of Building Research. JGJ 101—96 Specification of testing method for earthquake resistant building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [9] SAC Joint Venture. Interim guidelines advisory No. 2 supplement to FEMA-267[R]. Sacramento: SAC Joint Venture, 1999.