

钢结构建筑施工关键技术与工艺研究

庞贝

中交一航局安装工程有限公司

摘要: 为了避免现场焊接, 预制钢结构中已广泛采用I形截面梁和I形截面柱之间的螺栓连接, 但在使用箱形柱时, 由于缺乏施工空间和实用的设计方法, 很难使用螺栓对梁柱连接。为了解决这个问题, 本文以阿布扎比哈里发港场站项目钢结构仓库施工为背景, 提出了一种带有箱形柱和工字形梁的端板施工关键技术。对四个全尺寸试件进行了测试: 其中一个试件承受单轴荷载, 另外三个采用不同的预制技术建造, 承受循环荷载。在测试结果的基础上, 分析了箱形柱端板节点的应变分布、旋转能力、层间位移角和失效模式等关键技术应用效果, 并比较了不同预制技术对节点处抗震行为的影响。研究表明, 所有试件都表现出令人满意的抗变形性和延展性, 在最初的断裂之前, 层间位移角大于0.07rad。与YW技术相比, 标有XW和NW的预制技术具有更好的抗震性能, 因此被推荐为首选。

关键词: 钢结构; 箱形柱; 端板; 单轴荷载; 抗震
【DOI】 10.12254/j.issn.2096-6539.2023.11.016

一、引言

预制钢结构建筑因其施工方便而在多层建筑中被广泛采用。为了避免现场焊接和减少安装周期。栓连接, 扩展端板连接, 被认为是预制钢结构中I型梁和I型柱令人满意的连接类型之一^[1]。对工字钢柱的加长端板连接进行了大量的调查, 证明只要设计得当, 加长端板连接可以形成较好的抗弯强度和旋转刚度。同时规范^[2]已经提出并规定了I型截面梁的端板连接的实际设计方法。在这些规范中, 柱子翼缘的抗弯能力是用与端板相同的方法来检查的, 而T型管分析是检查端板和柱子翼缘厚度的基本方法。

当预制钢结构框架用于抗震设计时, 箱形柱是首选, 因为它有很好的抗双轴弯曲和扭转屈服的能力^[3]。然而, 当螺栓连接的端板节点用于带有箱形柱的预制钢结构框架时。然而, 在现有的设计规范中找不到这样的补充, 对这个问题的研究也是有限的, 因为在没有空间安装螺栓的情况下, 很难在工字形梁和箱形柱之间采用螺栓连接。

基于此, 本文提出了三种技术的切割和焊接施工关键技术, 在施工现场, 梁和柱可以通过螺栓紧固来连接, 不需要任何现场焊接, 进一步证明这种节点结构可以方便地应用于预制钢结构。为了研究端板与箱形柱的连接行为等施工关键技术, 研究不同预制技术的连接的抗震性能, 对四个全尺寸试件进行了测试, 其中一个试件承受单轴荷载, 其他试件承受循环荷载。

二、试验方法与材料

(一) 试样设计

该项目位于阿布扎比哈里发港场站项目区域内, 钢结构仓库长404m, 宽123m, 高12m; 墙体和屋面为彩钢板, 基础为灌注桩。在钢结构实际施工过程中, 发现箱形柱端板节点螺栓会出现扭断现象。由于该项目钢结构梁板柱安装多处于高处作业, 高空作业焊接箱形柱具有施工困难, 危险等问题。因此, 为了将端板节点应用于该项目箱形柱的预制钢结构中, 本文介绍了三种用于箱形柱螺栓端板节点的施工关键技术与工艺。第一种关键技术为, 在其中一个柱壁上开窗, 在所有螺栓和连接板安装完毕后, 将窗板焊接回去。这项技术被记为XW。第二种技术, 记为YW, 与第一种关键技术类似, 只是窗口开在垂直于Y方向的柱子翼缘墙上。在第三种关键技术中, 记为NW, 没有使用窗口, 但柱子必须在中间被切断, 为必要的螺栓和连接板提供施工条件, 然后焊接在一起。这些连接配置中使用的螺栓均为扭断式高强度螺栓, 每个螺栓都有一个固定在柱壁内侧的套筒保护, 这样预埋的螺栓在运输过程中就不会从孔中掉出来。

(二) 试验材料

施工现场所有的柱子和梁的钢材都是Q345, 屈服强度为345MPa。用三个相同的试样对梁的翼缘、梁的腹板和柱壁进行了拉伸试验。对于用作端板的20mm厚的板, 以及用作扩展加劲器的8mm厚的板, 用三个试样进行了材料性能测试。测试结果总结在表1中。螺栓是10.9级的M24螺栓。根据所采用螺栓的质量认证, 螺栓的名义屈服应力和极限应力分别为1002MPa和1140MPa, 同时M24螺栓的有效面积为351mm², 单个螺栓的预紧力为225kN。

表1 试样测试结果汇总

类别	厚度 (mm)	E (MPa)	f _y (MPa)	ε _y	f _u	延伸率 (%)
梁翼缘	12	216.134	367.8	0.0017	557.8	31.1
梁腹板	8	207.658	396.8	0.0019	562.2	28.8
柱墙	12	205.827	547.5	0.0027	605.5	19.4
端板	20	212, 757	419.4	0.0020	589.2	27.3
延伸加劲肋	8	218, 172	340.9	0.0015	513.9	-

(三) 试验方法

用HN294×200×8×12mm热轧工字钢和300×12mm冷弯箱形柱制作四个十字形端板连接试件，进一步设计为多层预制钢架中柱连接件。试件中使用的螺栓为10.9级M24扭断型高强度螺栓。在面板区使用了连续板，并使

用扩展端板加劲器以获得更大的旋转刚度，试样使用了两种不同的加载方式，试样的详细数据在表2中列出，包括预制关紧施工技术符号(XW、YW或NW)和加载方式(M代表单调载荷或C代表循环载荷)。

(四) 仪器加载方法

表2 不同试样详细数据

类别	梁截面 (mm)	柱截面 (mm)	预制技术	荷载
1-XW-M	H294×200×8×12	300×12	XW	单轴荷载
2-XW-C	H294×200×8×12	300×12	XW	循环荷载
3-YW-C	H294×200×8×12	300×12	YW	循环荷载
4-NW-C	H294×200×8×12	300×12	NW	循环荷载

所有测试的试件都在梁的两端承受了反对称的荷载，当北侧推杆向下移动，南侧推杆向上移动时，荷载被规定为正值。如表2所示，其中三个试件在循环荷载下进行了测试。在屈服前，载荷由力控制，三个单周期载荷水平分别对应于 $P_y/3$ 、 $2P_y/3$ 和 P_y 。屈服后，载荷由位移控制，三个周期水平对应于 $\Delta y-6\Delta y$ 。

三、结果与讨论

(一) 观察结果和失效模式

试样1-XW-M是唯一承受单轴荷载的试样，表现出较高的变形能力，如图1(a)所示，试样已经形成了0.07 rad的最大节点旋转。如图1(b)所示，试件2-XW-C与试件3-YW-C端板的旋转主要是由柱子翼缘的隆起引起的，在加载过程中，节点处的弯矩持续增加。试验在达到推杆的位移极限时停止，加载点的位移为±210 mm，该试件没有发现裂缝。卸载前，试件的层间位移角达到0.122 rad，柱子翼缘表面产生的最大弯矩分别为436 kN·m和426 kN·m，均超过了试样试验结果计算的梁塑性弯矩阻力306.8 kN·m。同时卸载后，发现试件4-NW-C北侧梁的上翼缘在端板扩展加劲器附近出现了局部屈曲，如图1(c)所示，表明该节点处已经形成了最大的弯矩阻力，大到足以在未加劲的梁截面上形成塑性铰。

(二) 单轴力矩旋转曲线

在失效模式中，观察到试件1-XW-M出现较大的弯矩及变形能力。为进一步探究试件1-XW-M出现较大变形的原因，研究试件1-XW-M的单轴力矩旋转曲线。在十字形试样中，两个梁柱节点可以独立地产生端板旋转 φ_p ，但共享同一个面板区的剪切旋转 φ_z ，主要受双方的弯矩影响。试件1-XW-M中两个节点的弯矩-端板旋转曲线(M- φ_p 曲线)如图2所示，其中M由一侧的荷载和水平距离1.8m相乘得到。试件1-XW-M的总弯矩-面板区剪切旋转曲线(Mt- φ_z 曲线)如图3所示，其中Mt是两个连接处的弯矩之和， φ_z 由公式(2)得到。比较图2、图3，可以得到，对塑性节点旋转的主要贡献是由端板旋转造成的，而面板区虽然在Mt超过约700kN·m时明显屈服，但形成的旋转只有 φ_p 的40%左右。图2中南面节点和北面节点的M- φ_p 曲线的初始刚度分别为 $1.335 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 和 $1.419 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，图3中Mt- φ_z 曲线的初始刚度为 $3.31 \times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，是端板旋转刚度的两倍以上，说明该节点的变形能力以及旋转刚度主要由端板连接决定。

$$\varphi_c = \frac{\delta_7 - \delta_8}{h_b - t_{bf}} - \varphi_{pz} \quad (1)$$

$$\varphi_d = \frac{\delta_1 - \delta_2}{L} - \frac{\delta_3 - \delta_4}{H} \quad (2)$$



图1 失效模式

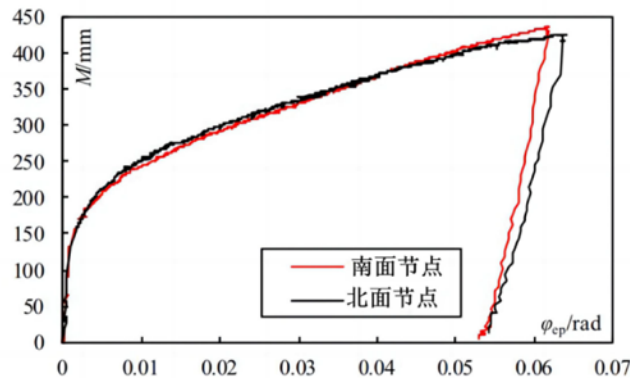


图2 试样1-XW-M中节点的力矩端板旋转曲线

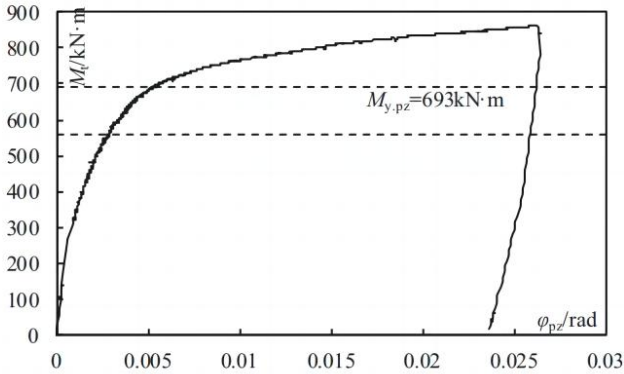
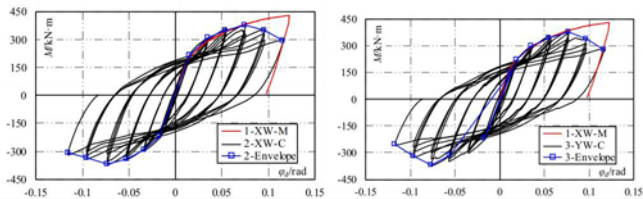


图3 试样1-XW-M的力矩面板区剪切旋转曲线

(三) 层间位移角曲线

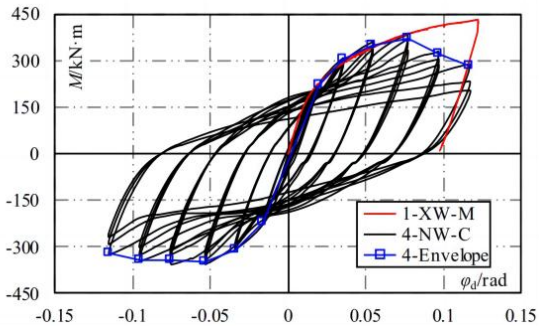
图4为滞后力矩-楼面位移角曲线 ($M-\phi_d$ 曲线), 其中M是两个节点的平均力矩。试件2-XW-C、3-YW-C和4-NW-C表现出类似的滞后行为。对于三个试件中, 在 $4\Delta y$ 位移水平的第二个周期之前, 可以观察到稳定发展的抗弯能力, 在位移超过 $4\Delta y$ 之前, 滞后曲线的包络线几乎与试件1-XW-M的单调的弯矩-楼面位移角曲线重合。然而, 在随后的加载循环中, 可以观察到弯矩阻力和旋转刚度的明显恶化, 这主要是由柱子翼缘的断裂引起的, 所有三个循环加载试样的滞后曲线的包络线都与单轴荷载的曲线分开。

然而, 从 $2\Delta y$ 位移水平的第二个周期开始, 滞后曲线显示出轻微的挤压现象。挤压可能是由于端板和柱子凸起一侧的法兰之间的接触面积减少造成的。当节点屈服后, 隆起的变形不能完全恢复, 即使隆起的一侧被改变为压缩状态。在这种情况下, 接触面积的减少仍可以导致压缩力传递的轴向刚度的下降, 且此时节点的旋转刚度也经历了下降, 进而导致滞后曲线的挤压。



(a) 试样2-XW-C

(b) 试样3-YW-C



(c) 试样4-NW-C

图4 层间位移角曲线

在 $5\Delta y$ 和 $6\Delta y$ 位移以及 $4\Delta y$ 位移的后期, 柱子翼缘的裂缝在循环荷载中扩大, 节点的抗弯能力缓慢下降, 这些发现可以被认为是渐进式延性破坏, 因为没有观察到阻力的突然下降。根据规范要求, 当阻力没有达到最大阻力的85%时, 试件被认为是失效的。所以包络线上对应于 $0.85 M_u$ 的层间位移角被定义为极限层间位移角, 如表3所示, 所有的层间位移角都大于 0.1rad , 均可以满足钢结构的变形需求。延展性系数 $\mu = \phi_{d,u} / \phi_{d,y}$ 也列在表3中, 对于所有循环加载的试件, 系数都大于 5.0 , 表明测试的连接形式可以形成高延展性。表3还列出了按屈服力矩和屈服旋转的乘积归一化的总能量耗散 ($\sum A_i / M_y \phi_{d,y}$, 其中 $\sum A_i$ 为滞后 $M-\phi_d$ 曲线所包围的总面积), 表明试样3-YW-C的能量耗散能力可能比其他试样低。试样3-YW-C的这种差异被认为是由窗口修复焊缝的断裂造成的, 导致抗弯能力更快速的恶化, 以及比其他试样更早地判断出失败。

表3 循环试验结果总结

试件类别	M_u (kN·m)	$\phi_{d,u}$ (rad)	μ	$\sum A_i / M_y \phi_{d,y}$
2-XW-C	383.3	0.109	5.63	64.12
3-YW-C	381.2	0.100	5.16	45.01
4-NW-C	383.3	0.117	6.00	56.68

四、结论

(1) 在单轴荷载的试样中观察到了柱子隆起的屈服机制, 而在循环荷载的试样中则出现了柱子-翼缘断裂的失效模式。在单轴荷载下, 测试节点的极限抗弯能力超过 $420\text{kN}\cdot\text{m}$, 在循环荷载下约 $380\text{kN}\cdot\text{m}$ 。

(2) 节点的旋转刚度为 $9.72 \times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$ 。从结果来看, 在使用预制框架的不同情况下, 测试的节点可以分为半刚性和刚性。测试节点的极限层间位移角大于 0.1rad , 在循环荷载的节点中, 而对应于第一次断裂的层间位移角角大于 0.07rad , 表明端板节点与箱形柱的延展性和变形性良好。

(3) 从三种不同预制的关键技术的节点性能比较来看, 推荐XW和NW预制技术为首选技术, 而YW技术也能满足抗震设计的要求。同时钢结构端板节点的抗弯能力将受到端板厚度和柱壁厚度的影响, 建议柱壁厚度略大于端板厚度, 以获得更大的抗弯能力, 并充分利用板材的优势。

参考文献

[1] 郝家树, 任庆英, 张锡治, 刘文斑, 张晓萌, 张音玄. 箱形截面柱剪力键式全螺栓连接受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44 (01): 110-120.
 [2] 聂少锋, 王硕, 刘波, 刘哲, 韩勇. 带U形连接件的加强式梁柱弱轴端板连接节点抗震性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2023, 25 (01): 38-48.
 [3] 郝家树, 任庆英, 张锡治, 刘文斑, 张晓萌, 张音玄. 箱形截面柱剪力键式全螺栓连接受力性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44 (01): 110-120.