

高强方钢管高强混凝土柱-钢梁套管环板节点有限元分析

李帼昌¹, 刘旭¹, 查晓雄², 周光毅³

(1. 沈阳建筑大学土木工程学院, 辽宁 沈阳 110168; 2. 哈尔滨工业大学(深圳)土木与环境工程学院, 广东 深圳 518055; 3. 中国建筑第八工程局有限公司, 上海 200112)

摘要 目的 研究一种新型方钢管混凝土柱与钢梁套管环板节点, 以解决 T 型连接件与柱壁分离的现象以及外环板在外荷载作用下对节点承载力贡献不足的问题。
方法 采用 ABAQUS 对节点在低周往复荷载作用下的力学性能进行有限元分析。研究轴压比、梁柱抗弯承载力比值、套板高度、套管厚度等参数对该新型套管环板节点受力性能的影响。
结果 套管环板节点为半刚性节点, 且具备良好的抗震性能和耗能能力, 通过材料强度改变梁柱抗弯承载力比值会影响节点的破坏模态和抗震性能。
结论 建议轴压比控制在 0.4~0.6; 套管高度取 100~200 mm; 套管厚度取 6~10 mm。

关键词 高强钢管高强混凝土; 套管环板节点; 梁柱抗弯承载力比; 抗震性能

中图分类号 TU398

文献标志码 A

Finite Element Analysis of High Strength Square Steel Tube High Strength Concrete Column Steel Beam Sleeve Plate Joint

LI Guochang¹, LIU Xu¹, ZHA Xiaoxiong², ZHOU Guangyi³

(1. School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang, China, 110168; 2. Civil and Environmental Engineering, Harbin Institute of Technology (Shenzhen), Shenzhen, China, 518055; 3. China Construction Eighth Engineering Bureau Co. Ltd., Shanghai, China, 200112)

Abstract: In order to solve the problem of separation between T-shaped connector and column wall and insufficient contribution of outer ring plate to joint bearing capacity under external load, a new type of tubular ring plate joint between concrete-filled square steel tubular column and steel beam is studied. The mechanical properties of the joint under low cyclic loading are analyzed by ABAQUS. The influence of axial compression ratio, bending capacity ratio of beam to column, height of sleeve plate and thickness of casing on the mechanical performance of the new type of tubular ring plate joint is studied. The results show that: the sleeve ring plate joint is a semi-rigid

收稿日期: 2020-10-20

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51938009)

作者简介: 李帼昌(1964—), 女, 教授, 博士研究生导师, 主要从事钢结构、组合结构等方面研究。

joint, and has good seismic performance and energy dissipation capacity. The failure mode and seismic performance of the joint will be affected by changing the ratio of beam to column bending capacity by material strength. It is suggested that the axial compression ratio should be controlled at 0.4 ~ 0.6, the casing height should be 100 mm ~ 200 mm, and the casing thickness should be 6 mm ~ 10 mm. The results show that the joint has a certain engineering application value.

Key words: high strength concrete filled steel tube; casing ring plate joint; flexural capacity ratio of beam to column; seismic performance

高强度材料能够减小构件的截面尺寸、增加使用面积、降低结构的地震反应、节约水泥、砂石等不可再生资源,经济效益和社会效益显著^[1]。采用高强材料的钢管混凝土梁柱节点研究较少,因此对于高强方钢管高强混凝土柱-钢梁节点的研究十分必要。常见的钢管混凝土柱-钢梁节点有加强环节点、T 型连接件节点、角钢连接节点等。其中,T 型件节点是通过 T 型连接件将梁柱连接成整体,该类节点具有传力明确、施工快速方便等优点,广泛应用于建筑结构中。国外学者针对 T 型件连接梁柱节点进行了大量的试验研究和理论分析^[2-4],研究结果表明,T 型连接件梁柱节点具有良好的塑性变形性能和耗能能力。李帼昌等^[5]对方钢管柱与钢梁 T 型连接件连接节点进行了低周往复加载试验和有限元分析,研究结果表明,该类节点易出现管壁撕裂或 T 型连接件与柱壁分离的破坏现象,进而失去连接件的作用。李成玉等^[6]对常规 T 型连接件节点和设置长槽孔 T 型连接件节点进行了数值模拟,研究结果表明,节点整体耗能较好,设置长槽孔 T 型连接件节点可显著提高节点延性,增加抗剪角钢的长槽孔 T 型连接件节点可显著提高节点耗能能力。

外环板节点作为《钢管混凝土结构技术规范》(GB50936—2014)^[7]中的一种梁柱节点连接方式,国内外已有广泛研究^[8]。相比内隔板节点避免了混凝土浇筑不实的问题,同时具有传力明确、节点区应力分布较均匀、塑性能性好、刚度大和承载力高等优点。将外环板与 T 型连接件以套管的型式组合型

成一种套管环板节点,不仅解决了连接件与柱壁分离的现象,而且提高了节点域柱壁刚度,增加外环板在外荷载作用下对节点承载力的贡献,改善了因未设置内环板而使节点处刚度不足的缺点。笔者提出一种新型套管环板节点,建立考虑构件初始缺陷的有限元分析模型,研究此类节点在往复荷载作用下的破坏形态和力学性能,并对节点进行参数分析,最后给出设计建议。

1 套管环板节点构造与设计

1.1 节点构造

新型方钢管混凝土柱-钢梁套管外环板螺栓连接节点如图 1 所示。包括方钢管、上部套管外环板和下部套管外环板、套管外环板由短套管和开螺栓孔的外加强环板。上部套管外环板和下部套管外环板之间连接钢梁。其中套管环板与钢管混凝土柱壁焊接,套管环板与钢梁翼缘通过螺栓连接。

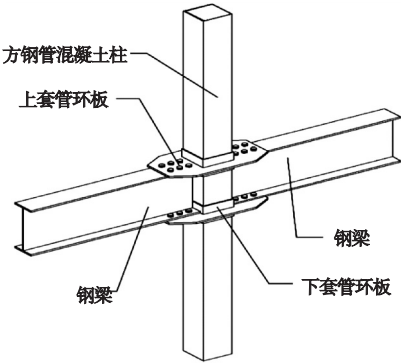


图 1 新型节点构造示意图

Fig. 1 Schematic diagram of new joint structure

1.2 节点设计

试件选取常见的中柱节点,编号为

AM1。钢梁采用 Q345 热轧 H 型钢,高度 × 宽度 × 腹板厚度 × 翼缘厚度为 400 mm × 200 mm × 8 mm × 13 mm,螺栓为 10.9 级 M24 高强度螺栓;钢管采用 Q460 热轧方钢管,长 × 宽 × 厚为 300 mm × 300 mm × 10 mm;套管环板采用 Q345,其中短套管长 × 宽 × 厚为 320 mm × 320 mm × 10 mm,短套管高度 200 mm;核心混凝土采用 C60 高强混凝土。梁翼缘以及套管环板上螺栓间距满足《钢结构设计标准》(GB50017—2017)^[9]规定的尺寸要求。各部件及模型具体参数见图 2~图 3 所示。

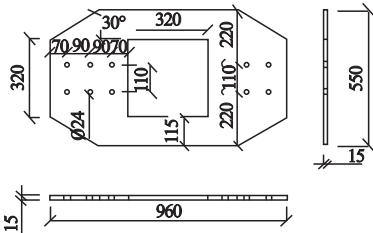


图 2 AM1 节点外环板部件三视图

Fig. 2 Three views of outer ring plate of AM1 joint

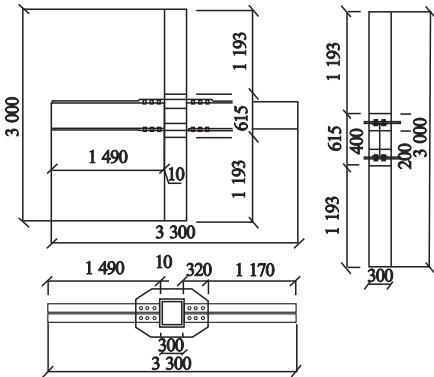


图 3 AM1 节点模型图

Fig. 3 AM1 joint model diagram

2 有限元模型的建立与验证

2.1 模型建立

钢材本构采用施刚等^[10]提出的修正多折线本构模型,混凝土本构采用文献^[11]中约束混凝土塑性损伤模型。

利用 ABAQUS 有限元分析软件,对套管环板螺栓连接节点建立三维实体模型,所有

部件单元类型均采用 C3D8R。螺栓施加预紧力,螺栓孔径为 24 mm,根据《钢结构设计标准》(GB50017—2017)要求施加预紧力 190 kN。节点模型网格划分如图 4 所示。

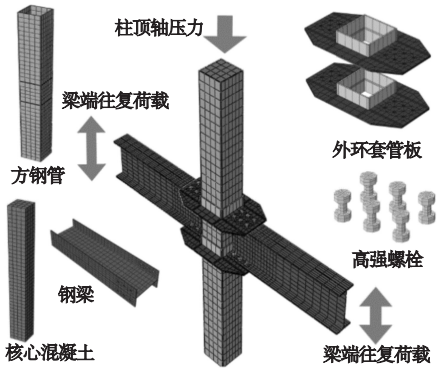


图 4 模型及部件网格划分

Fig. 4 Mesh generation of models and components

模型中焊缝部位采用绑定,螺栓与孔壁之间的约束采用硬接触。模型的边界条件:柱顶施加平面内水平方向和平面外方向两个约束,柱底施加三个方向约束,梁端仅施加竖直方向约束。

2.2 加载方式

柱顶轴力采用力加载,梁端采用位移加载。加载制度根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[12]相关规定进行,加载幅值曲线如图 5 所示。

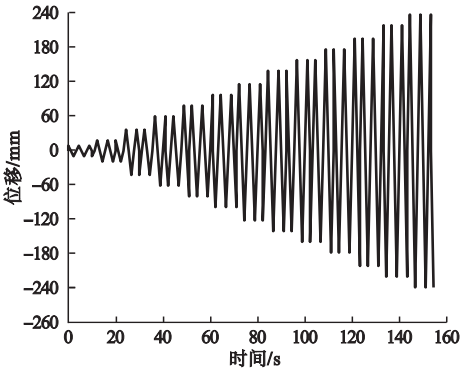


图 5 加载幅值曲线

Fig. 5 Loading amplitude curve

为使有限元模型更加符合实际情况,笔者采用屈曲模态分析法^[13]对构件施加初始缺陷。由于“强柱弱梁”要求,故仅通过分析

钢梁特征值屈曲模态,将具有代表性的各阶段模态根据《钢结构设计标准》(GB50017—2017)要求对钢梁施加 $L/1000$ 的最不利初始缺陷,其中 L 为钢梁跨度。

2.3 有限元模型验证

为验证有限元分析方法的准确性,对文

献[14]报道的试验进行有限元分析,试验结果与有限元结果如图 6 所示。由图 6 可知,有限元分析得到的破坏形态与试验结果相似,且梁端荷载-位移曲线吻合较好。因此,笔者采用的有限元分析方法准确可靠,可以作为后续分析研究基础。

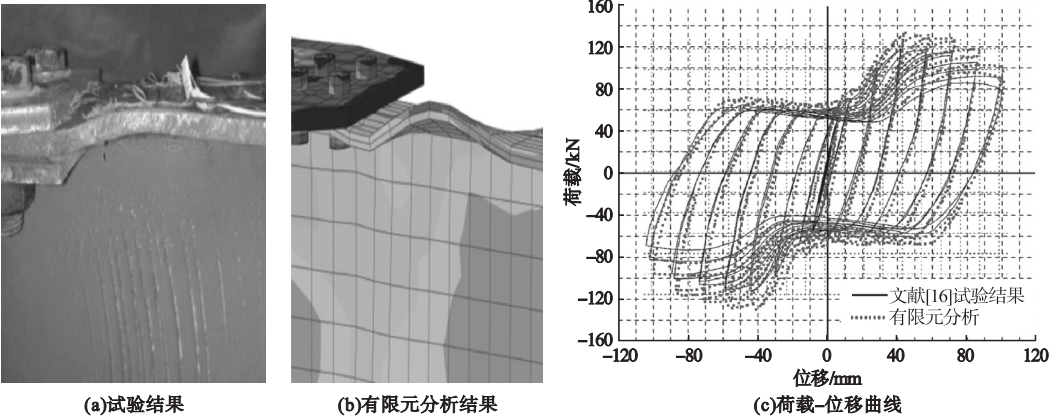


图 6 模型验证结果

Fig. 6 Model validation results

3 套管环板节点有限元分析

3.1 破坏模式

AM1 节点在往复荷载作用下等效塑性应变云图见图 7。由于钢梁处存在初始缺陷,故节点整体破坏模式表现为钢梁屈曲破坏、节点核心区钢管壁鼓曲破坏、套管环板与钢梁翼缘间翘曲破坏。图中黑色部分是应变超过 0.1% 的部分,表示该处已经严重破坏。

环板中外环板和短套管交界处破坏严重,这是由于该处单元体应力状态为三向应力汇集。套管外环板破坏始于短套管与外环板交界处,图中表现为黑色部分(应变超过 0.05%)。

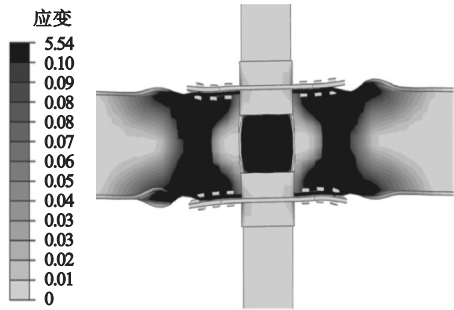


图 7 AM1 节点整体等效塑性应变云图

Fig. 7 Equivalent plastic strain contour plot of AM1 joint

AM1 节点外环套管部分在往复荷载作用下等效塑性应变云图见图 8。从图中可以看出,套管外环板主要表现为弯曲破坏,套管外

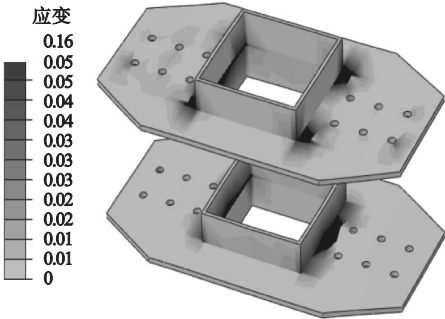


图 8 AM1 节点套管外环板等效塑性应变云图

Fig. 8 Equivalent plastic strain contour plot of outer ring plate of AM1 joint sleeve

3.2 承载力-变形曲线

3.2.1 滞回曲线

AM1 节点荷载-位移滞回曲线见图 9。由图 9 可知,套管外环板节点的滞回曲线均呈饱满的梭形且无捏缩现象,滞回环面积较大,曲线正负向呈现较好的对称,表现出良好的抗震性能和耗能能力。

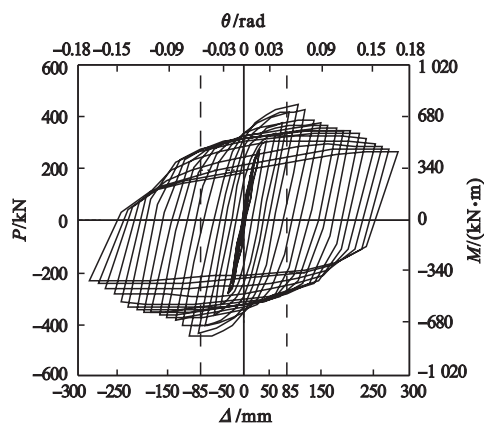


图 9 AM1 节点滞回曲线

Fig. 9 AM1 joint hysteresis curve

3.2.2 骨架曲线

AM1 节点的荷载 - 位移骨架曲线见图 10。图中虚线是《高层民用钢结构技术规程》(JGJ99—2015)^[15]规定的框架结构最大层间位移角容许值,对应节点的最大允许位移为 85 mm。

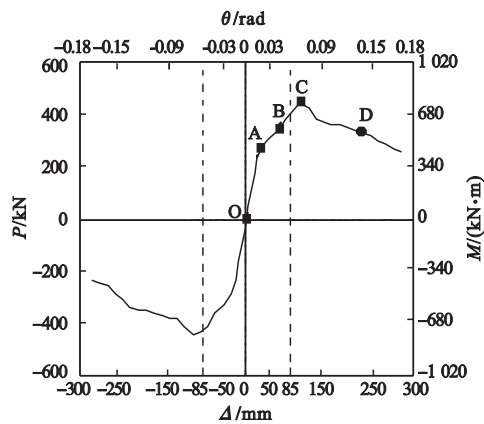


图 10 AM1 节点骨架曲线

Fig. 10 AM1 joint skeleton curve

曲线可以划分为弹性上升段(OA)、弹塑性屈服段(AB)、弹塑性强化段(BC)和下降段(CD)。弹性上升段(OA):在位移 25 mm 以内表现出弹性工作性能。弹塑性屈服段(AB):当位移超过 25 mm 后,节点进入弹塑性屈服段,此时由于节点出现塑性变形,承载力上升速度相比弹性段缓慢。弹塑性强化段(BC):当位移达到 60 mm 时,由于材料塑性强化,承载力增长速度相比弹塑性屈服阶段较快,因此曲线出现拐点。此后承载力继续

增长,在最大允许位移时,承载力未达到峰值,说明节点具有良好的承载力储备。当位移达到 112.23 mm 时,承载力达到峰值。下降段(CD):随着位移增大,节点承载力缓慢下降,当下降至 387.52 kN,此时位移达到容许上限值,说明此时节点已经超出正常使用范围。

AM1 节点在往复荷载作用下的力学性能指标见表 1。其中荷载 - 位移曲线初始直线阶段的斜率即为节点的初始刚度 K_0 ;位移延性系数 μ 可由节点极限时的梁端位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 比值确定,对于极限位移 Δ_u ,当骨架曲线有明显下降段时,将荷载值为峰值荷载 85% 所对应的位移值作为极限位移,当骨架曲线没有下降段时,将峰值荷载对应的位移近视为破坏位移,屈服位移 Δ_y 由几何作图法确定,能量耗散系数由正负最大荷载对应的滞回环包围的面积来衡量^[16]。

表 1 AM1 节点在往复荷载下力学性能指标

Table 1 Mechanical properties of standard joints under cyclic loading

| 节点 | K_0 | P_y | P_u | μ | E |
|-----|-------|--------|--------|-------|------|
| AM1 | 14.09 | 339.22 | 451.97 | 4.15 | 3.08 |

注: K_0 为初始刚度; P_y 为屈服荷载; P_u 为极限位移; μ 为延性系数; E 为耗能系数。

3.3 抗震性能分析

3.3.1 耗能能力

AM1 节点在每级荷载下的能量耗散系数曲线见图 11。从图中可以看出,能量耗散系数变化趋势为先升高后降低,曲线斜率在

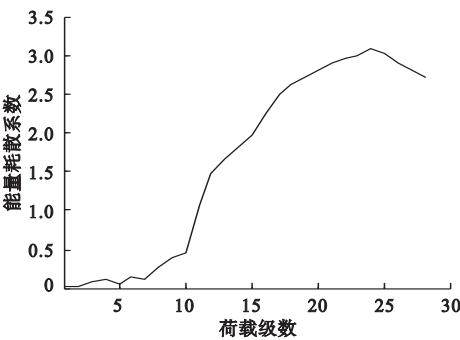


图 11 AM1 节点能量耗散系数分析

Fig. 11 Analysis of energy dissipation coefficient of AM1 joint

10~20级荷载范围内最大,耗能速度快。说明节点在中震下耗能能力强,在20~25级荷载范围内曲线增长速度缓慢,耗能能力相比“中震”情况下减弱。在超过25级荷载后,由于节点失效耗能能力减弱,导致曲线下降。

3.3.2 刚度退化

AM1节点的刚度退化曲线见图12,图中横坐标为每级荷载中荷载最大(小)值对应的位移与屈服位移的比值,纵坐标采用刚度退化率 ω 来衡量刚度退化程度, $\omega = K_0/K_i$ (K_i 为割线刚度)。图中两条虚线代表该点处于屈服状态。节点屈服前,曲线斜率变大,刚度退化现象加快;节点屈服后,曲线斜率变小,刚度退化现象变缓。

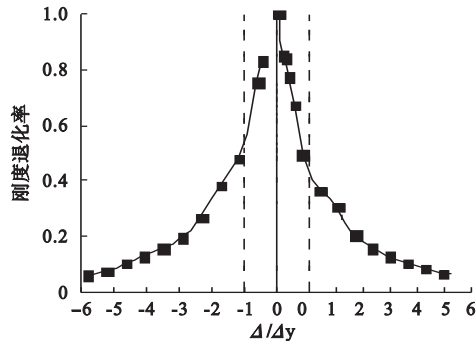


图12 AM1节点刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness degradation curves of AM1 joint

3.4 基于力学性能的节点划分

采用能量法确定节点的屈服弯矩和对应的转角,屈服弯矩 M_y 为566.47 kN·m,对应的转角 θ_y 为0.033 7。极限弯矩 M_u 为763.45 kN·m,对应的转角 θ_y 为0.138 8。采用0.2 M_u 对应的割线刚度为节点初始转动刚度。节点的初始转动刚度 K_i 为38 104.95 (kN·m)/rad。文献[16]根据节点初始转动刚度的不同将其划分为刚性连接、半刚性连接、铰接,判别公式如下:

$$\begin{cases} K_b > \frac{k_b EI_b}{L_b}, & \text{节点为刚性连接;} \\ \frac{0.5EI_b}{L_b} \leq K_b \leq \frac{k_b EI_b}{L_b}, & \text{节点为半刚性连接;} \\ K_b < \frac{0.5EI_b}{L_b}, & \text{节点为铰接连接.} \end{cases} \quad (1)$$

式中: L_b 为梁长; K_b 为初始转动刚度; k_b 为系数,对于无支撑框架取25; I_b 为梁截面惯性矩; E 为弹性模量。

$0.5EI_b/L_b = 7.11 \times 10^9 < 5.77 \times 10^{10} < k_bEI_b/L_b = 3.55 \times 10^{11}$,故套管外环板节点为半刚性节点。这是由于套管环板与钢梁采用螺栓连接,减小了节点初始刚度,增大了节点的转动能力。

4 参数分析

4.1 轴压比

轴压比为0.2、0.4、0.6、0.7时,AM1节点荷载-位移骨架曲线见图13。由图可知,轴压比为0.4、0.6时,节点极限承载力相对轴压比为0.2时分别提高0.51%、1.02%;延性分别提高0.57%、0.71%。轴压比为0.7时,节点极限承载力降低0.37%;延性降低0.25%。说明当轴压比不超过0.6时,节点的承载力和延性与轴压比正相关。当轴压比超过0.6时,节点的承载力和延性与轴压比负相关。抗震性能变差,轴压比建议控制在0.4~0.6,轴压比为0.6时最佳。

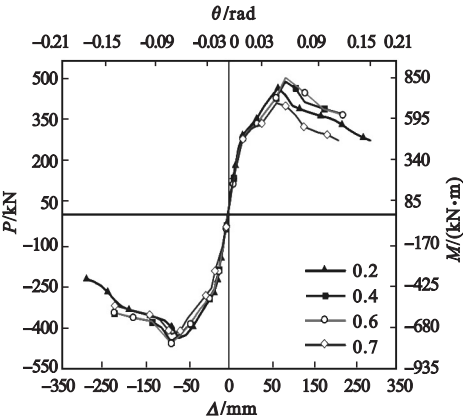


图13 轴压比变化节点骨架曲线对比图

Fig. 13 Comparison of skeleton curves of joints with varying axial compression ratio

4.2 梁柱抗弯承载力比

对于钢管混凝土柱-钢梁节点,梁柱抗弯承载力比值可通过式(2)计算:

$$k_m = \frac{W_{pb} f_{yb}}{(1-n) W_{pc} \cdot (1.18 f_{ck} + 0.85 \alpha f_{yc})} \quad (2)$$

式中: W_{pc} 为钢柱塑性截面模量; f_{yc} 为钢管屈服强度; W_{yb} 为钢梁全塑性截面模量; f_{yb} 为钢梁屈服强度; f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度标准值; n 为轴压比; α 为含钢率。

从式(2)中各个符号的物理意义看出,当梁柱截面尺寸保持不变时(W_{pc} 、 W_{yb} 、 α 为

定值), 钢管混凝土结构的梁柱抗弯承载力比值与梁柱材料强度有关。

4.2.1 钢管屈服强度

图 14 所示为钢管屈服强度(f_{yc})变化节点等效塑性应变云图, 图中黑色部分是塑性应变超过 1% 的区域。

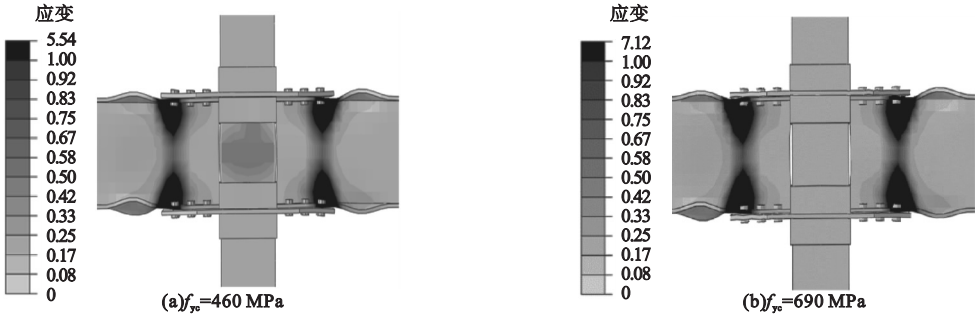


图 14 钢管屈服强度变化时节点等效塑性应变云图

Fig. 14 Equivalent plastic strain contour plot of joint with change in yield strength of steel tube

由图 14 可知, 钢管屈服强度的变化不影响梁端屈曲破坏和套管外环板与梁翼缘间的翘曲破坏。钢管屈服强度的变化主要影响节点域钢管壁鼓曲破坏, 随着钢管屈服强度的增大, 节点域钢管壁鼓曲变形逐渐减弱, 当钢管屈服强度达到 690 MPa 时(见图 14(b)), 节点域钢管壁几乎不存在鼓曲变形。这是因为在侧向抗弯刚度不变的条件下, 增大钢管屈服强度, 同时增大了节点域钢管壁的侧向抗弯承载力, 使得节点域钢管壁可以更充分地抵抗核心混凝土由于发生压缩变形传递的侧向挤压力, 从而减弱鼓曲变形。

综上所述, 在其他因素不变的情况下, 通过提高钢管屈服强度减小梁柱抗弯承载力比值可以减弱节点域钢管壁的鼓曲变形。当 k_m 大于 0.63 时, 节点会发生节点域钢管鼓曲变形、梁翼缘屈曲变形和套管外环板与梁翼缘翘曲变形; 当 k_m 小于 0.63 时, 节点仅发生梁翼缘屈曲变形和套管外环板与梁翼缘翘曲变形。

不同钢管屈服强度下节点荷载-位移骨架曲线见图 15。由图可知, 钢管屈服强度为 550 MPa、690 MPa、770 MPa 时, 节点极限承载力相对屈服强度 460 MPa 分别提高

0.83%、1.04%、1.22%; 初始刚度分别提高 0.73%、1.36%、2.12%; 延性分别降低 0.1%、0.85%、1.14%。钢管屈服强度为 890 MPa、960 MPa 时节点极限承载力分别降低 0.76%、1.61%; 初始刚度分别提高 7.28%、7.43%; 延性分别降低 1.57%、1.92%。说明随着钢管屈服强度的增大, 节点承载力逐渐减小。初始刚度逐渐增大, 延性逐渐降低。

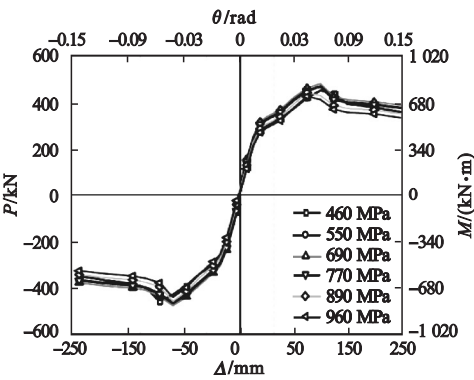


图 15 不同钢管屈服强度的骨架曲线

Fig. 15 Skeleton curve of different steel pipe yield strength

4.2.2 混凝土抗压强度

不同混凝土抗压强度下荷载-位移骨架曲线见图 16。由图可知, 随着核心混凝土抗压强度的增加, 混凝土抗压强度为 65 MPa、

70 MPa、75 MPa 时节点极限承载力相对抗压强度为 60 MPa 时分别提高 1.66%、1.87%、1.07%；初始刚度分别提高 2.65%、3.44%、3.88%；延性分别降低 0.1%、0.12%、0.14%。混凝土抗压强度为 80 MPa 时节点极限承载力相对抗压强度为 60 MPa 时降低 0.43%，初始刚度提高 4.47%，延性降低 0.17%。说明随着核心混凝土抗压强度的增大，节点承载力逐渐增大，初始刚度逐渐增大，延性逐渐降低。

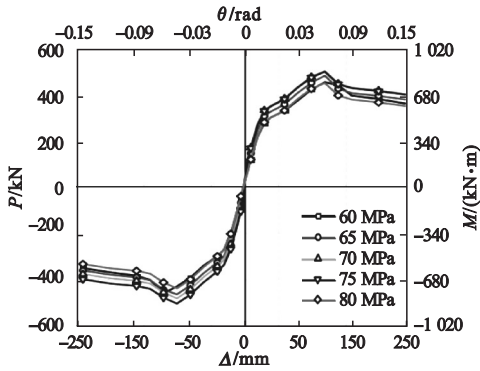


图 16 不同混凝土抗压强度的骨架曲线
Fig. 16 Skeleton curves of different concrete compressive strength

4.3 套管环板参数

4.3.1 套管高度

不同套管高度节点下荷载-位移骨架曲线见图 17。由图可知，套管高度为 100 mm、150 mm 时，节点极限承载力相对套管高度为 200 mm 分别提高 1.34%、0.82%；延性分别提高 1.25%、降低 0.55%。套管高度为

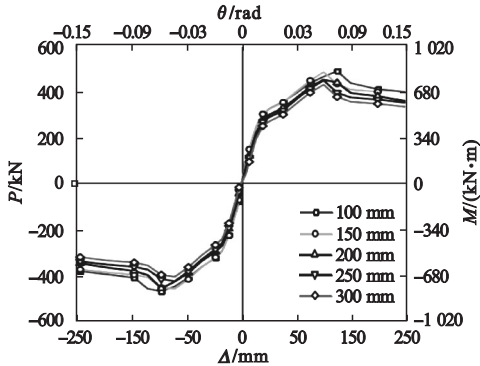


图 17 不同套管高度的骨架曲线
Fig. 17 Skeleton curves of different casing height

250 mm、300 mm 时，节点极限承载力分别降低 0.64%、1.25%；延性分别降低 0.73%、1.16%。说明套管高度在一定范围内的增加能提高节点极限承载力，但是降低了节点整体延性。综上所述分析，套管高度宜在 100~200 mm。

4.3.2 套管厚度

不同套管厚度节点下荷载-位移骨架曲线见图 18。由图可知，套管厚度为 6 mm、8 mm 时，节点极限承载力相对套管厚度为 10 mm 时分别提高 2.11%、1.81%；延性分别提高 3.21%、1.64%。套管厚度为 12 mm、14 mm 时，节点极限承载力分别降低 0.93%、1.82%；延性分别降低 1.35%、1.81%。说明套管厚度在一定范围内增加能提高节点极限承载力，但是超过某一范围会降低节点整体延性。综上所述分析，套管厚度宜在 6~10 mm。

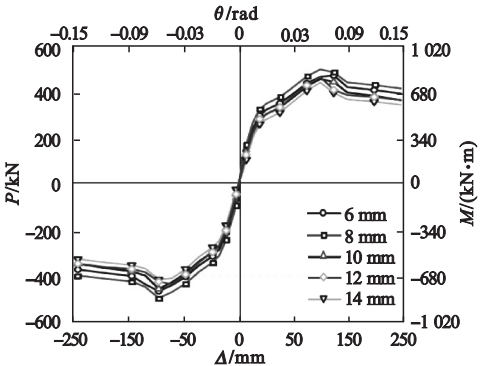


图 18 不同套管厚度节点的骨架曲线
Fig. 18 Skeleton curve of nodes with different casing thickness

5 结 论

(1) 节点破坏形态符合“强柱弱梁”设计原则，由于存在初始缺陷，具体表现为钢梁翼缘屈曲破坏、节点核心区钢管壁鼓曲破坏、套管外环板与钢梁翼缘间翘曲破坏；套管环板表现为弯曲破坏；节点具有良好的抗震性能；套管环板节点为半刚性节点。

(2) 仅改变钢管屈服强度时，梁柱抗弯承载力比值影响节点的破坏模式；随着钢管屈服强度增大，节点初始刚度增大，极限承载

力和延性降低。

(3)仅改变混凝土抗压强度时,随着混凝土抗压强度增大,极限承载力、节点初始刚度增大,延性降低。

(4)为充分发挥节点抗震性能,轴压比建议控制在0.4~0.6,套管高度宜在100~200 mm,套管厚度宜在6~10mm。

参考文献

- [1] 蔡绍怀.我国钢管高强混凝土结构技术的最新进展[J].建筑科学,2002,18(4):1-7.
(CAI Shaohuai. The latest development of high strength concrete filled steel tubular structures in China [J]. Building science, 2002, 18(4): 1-7)
- [2] BEZERRA L M, BONILLA J, SILVA W A, et al. Experimental and numerical studies of bolted T-stub steel connection with different flange thicknesses connected to a rigid base [J]. Engineering structures, 2020, 218: 110770.
- [3] KIM S, JU Y K. Strength evaluation of beam-column connection in the weak axis of H-shaped column [J]. Engineering structures, 2008, 30(6): 1699-1710.
- [4] 王静峰,曹墨研,王成刚,等.圆钢管混凝土柱高强单边螺栓T形件初始刚度计算方法[J].建筑钢结构进展,2020,22(2):69-75.
(WANG Jingfeng, CAO Moyan, WANG Chenggang, et al. Calculation method for initial stiffness of high strength single side bolt T-shaped member of circular steel tube concrete column [J]. Progress of building steel structure, 2020, 22(2): 69-75.)
- [5] LI Guochang, YU Hongping, FANG Chen. Performance study on T-stub connected semi-rigid joint between rectangular tubular columns and H-shaped steel beams [J]. Frontiers of structural and civil engineering, 2013, 7(3): 296-303.
- [6] 李成玉,戚玉林,许成祥,等.方钢管混凝土柱-钢梁T形件节点受力性能研究[J].建筑结构学报,2017,38(增刊1):409-416.
(LI Chengyu, QI Yulin, XU Chengxiang, et al. Study on mechanical behavior of concrete filled square steel tubular column steel beam T-joint [J]. Journal of architectural structure, 2017, 38(S1): 409-416.)
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部.钢管混凝土结构技术规范:GB50936—2014[S].北京:中国建筑工业出版社,2014.
(Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Technical code for concrete filled steel tubular structures; GB50936—2014 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2014.)
- [8] 王静峰,韩林海,江莹.方钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点的非线性有限元分析[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2007,23(2):177-181.
(WANG Jingfeng, HAN Linhai, JIANG Ying. Nonlinear finite element analysis of concrete-filled square steel tubular column steel beam joints with external stiffening ring [J]. Journal of Shenyang jianzhu university (natural science), 2007, 23(2): 177-181.)
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部.钢结构设计标准:GB50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.
(Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Steel structure design standard; GB50017—2017 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2017.)
- [10] 施刚,朱希.高强度结构钢材单调荷载作用下的本构模型研究[J].工程力学,2017,34(2):50-59.
(SHI Gang, ZHU Xi. Study on constitutive model of high strength structural steel under monotonic load [J]. Engineering mechanics, 2017, 34(2): 50-59.)
- [11] MANDER J A B, PRIESTLEY M J N. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of structural engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [12] 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.
(Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Code for seismic test of buildings; JGJ / T 101—2015 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2015.)
- [13] 封小飞.方钢管混凝土柱-钢梁T型钢连接节点非线性有限元分析[D].长沙:湖南大学,2014.
(FENG Xiaofei. Nonlinear finite element analysis of concrete filled square steel tubular column steel beam T-shaped steel connection [D]. Changsha: Hu'nan University, 2014.)
- [14] 李伟.钢管混凝土柱-钢梁外加强环螺栓连接节点受力性能研究[D].武汉:武汉科技大学,2018.
(LI Wei. Study on mechanical behavior of concrete filled steel tubular column steel beam connections with external strong ring bolts [D]. Wuhan: Wuhan University of Science and Technology, 2018.)
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.高层民用钢结构技术规程:JGJ 99—2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
(Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for high rise civil steel structures; JGJ99—2015 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2015.)
- [16] European Committee for Standardisation. Eurocode 3: design of steel structures-part 1-8: design of joints [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2016.
(责任编辑:杨永生 英文审校:刘永军)